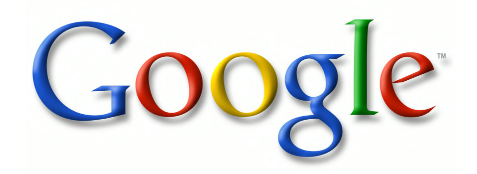
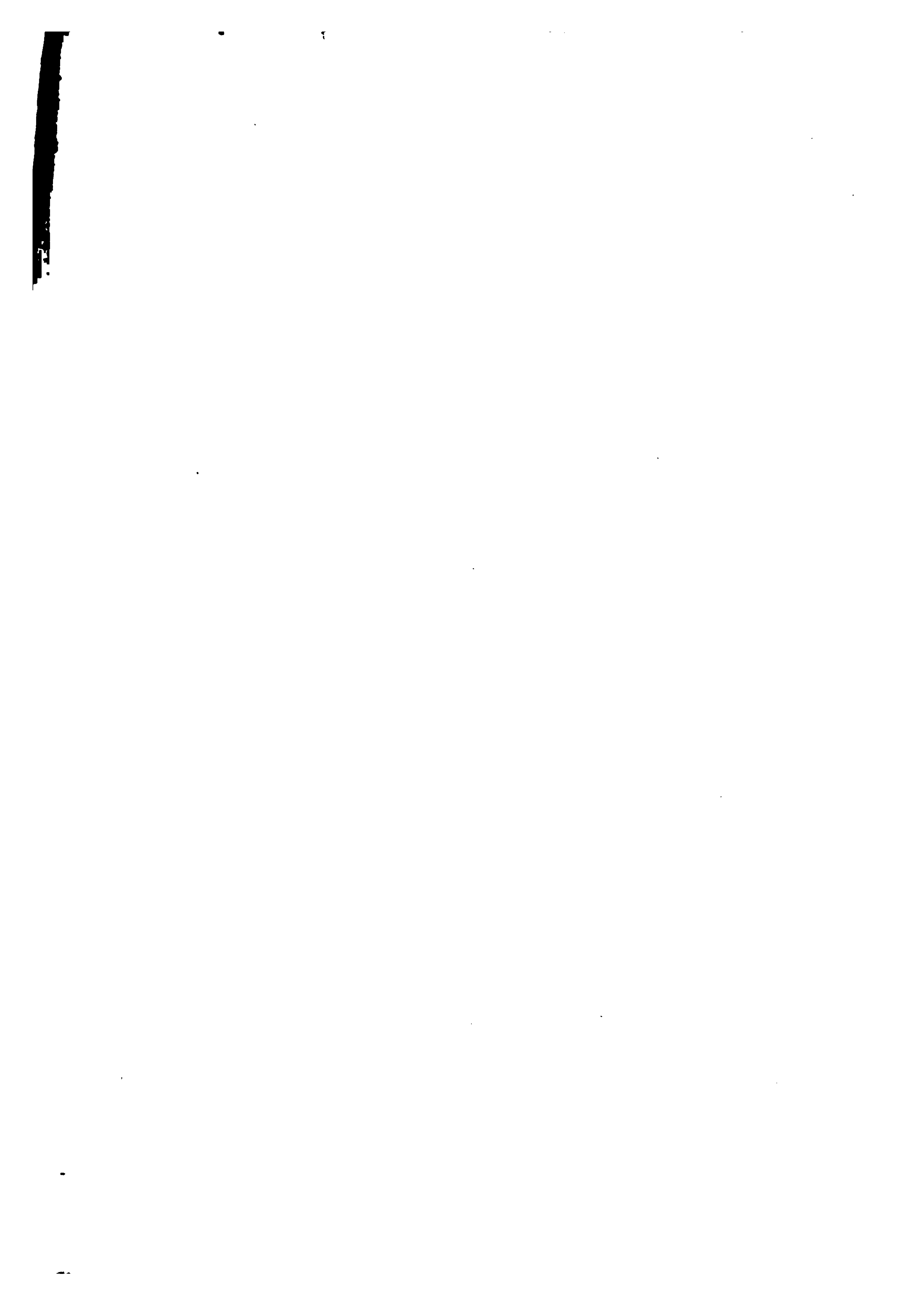






HANDBUCH

DER

INGENIEURWISSENSCHAFTEN

IN FÜNF BÄNDEN

Dritter Teil

Der Wasserbau

Herausgegeben

von

J. F. Bubendey, G. Franzius, A. Frühling, Th. Koehn, Fr. Kreuter, Th. Rehbock und Ed. Sonne

Dreizehnter Band

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1908

DER

WASSERBAU

HANDBUCH DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN III. TEIL

Dreizehnter Band

Ausbau von Wasserkräften

Bearbeitet und herausgegeben von

Th. Koehn

Stadtbaurat a. D. in Berlin-Grunewald

Mit 467 Textfiguren, Sachregister und 84 zum Teil lithographierten Tafeln

---

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1908

Vorwort.

Der grosse bei der Ausstellung in Frankfurt a. M. im Jahre 1892 angestellte Versuch, eine Wasserkraft von Lauffen a. Neckar nach Frankfurt a. M. auf 175 km Entfernung in Form von elektrischer Energie zu übertragen, lieferte zum ersten Male den unanfechtbaren Beweis, dass eine solche Fernübertragung mit wirtschaftlichem Erfolge möglich sei, und dieser Versuch bildet daher einen ragenden Markstein in der Geschichte des Ausbaues von Wasserkräften. Bis 1892 konnte man in manchen Gegenden eher einen Rückgang als einen Forschritt in der Ausnützung der Wasserkräfte feststellen, weil es vielfach vorteilhafter wurde, neue Arbeitsstellen in unmittelbarer Nähe der Eisenbahnen zu errichten und die erforderliche Kraft mit den vervollkommneten Wärmekraftmaschinen zu erzeugen, als entfernt liegende Wasserkräfte auszunützen.

Die ungefähr gleichzeitig angestellten grösseren Versuche, Kraft in Form von Druckwasser oder Druckluft fernzuleiten und zu verteilen, haben lediglich den Beweis erbracht, dass diese beiden Arten von Kraftübertragung wegen der Höhe ihrer Kosten, wegen ihres verhältnismässig schlechten Wirkungsgrades und wegen ihrer beschränkten Fernleitungsmöglichkeit mit der elektrischen Kraftübertragung nicht in einen erfolgreichen Wettbewerb treten können.

Deshalb ist die völlige Befreiung der Wasserkraft von der Gebundenheit an den Ort ihrer Gewinnung erst durch ihre Umwandlung in Elektrizität erreicht. Mit dieser Befreiung begann in fast allen Kulturländern ein früher ungeahnter Aufschwung in der Ausnützung der Wasserkräfte. Es ist daher natürlich, dass in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle die Ausnützung der Wasserkräfte in Form von Wasserkraftelektrizitätswerken erfolgt und dass ein Zusammenarbeiten des Bauingenieurs, des Turbineningenieurs und des Elektroingenieurs notwendig ist.

Die Fortschritte, welche alle drei Gruppen von Ingenieuren auf ihren Sondergebieten seit Beginn der neuen Epoche gemacht haben, liegen vor aller Augen. Der Ausbau eines Wasserkraft-Elektrizitätswerkes muss aber sowohl bei der Projektaufstellung als auch bei der Ausführung als ein organisch verbundenes Ganzes behandelt werden, wenn ein einwandfreies Werk entstehen soll.

Vom Beginn der neuen Epoche an bis auf den heutigen Tag hat es aber an der nötigen einheitlich geleiteten Zusammenarbeit, sowohl bei den technischen und wirtschaftlichen Vorarbeiten, als auch bei der Ausführung noch oft gefehlt, und infolgedessen sind bei einer ganzen Reihe von Wasserkraftwerken grosse Kapitalien unwirtschaftlich verwendet.

Als Leiter einer deutschen Industrie-Gesellschaft hatte ich Gelegenheit, mich bei dem Ausbau und der wirtschaftlichen Ausnützung einer Anzahl grosser und kleinerer inländischer und ausländischer Wasserkräfte zu betätigen. Die hierbei gemachten Erfahrungen und die Erkenntnis der oben erwähnten Übelstände haben in mir den Gedanken angeregt, zu versuchen, den Ausbau von Wasserkräften als ein zusammenhängendes Ganzes in einem Werke zu behandeln und neben der rein technischen auch die wirtschaftliche Seite aller Einzelheiten der Gesamtaufgabe einer Erörterung zu unterziehen.

Das vorliegende Buch wendet sich in erster Linie an den Bauingenieur, dem in der Regel der grösste Anteil an der Gesamtarbeit und zugleich die Aufgabe zufallen wird, für eine organische Verbindung der wasserbaulichen, motorischen und elektrischen Teile der Gesamtanlage Sorge zu tragen.

In Erfüllung der gestellten Aufgabe hielt ich es für nötig, eine grössere Anzahl ausgeführter Beispiele eingehend zu behandeln. Es erschien mir am zweckmässigsten, diese Beispiele in Kap. II zunächst im Zusammenhange zu beschreiben und bei Besprechung der Einzelheiten in Kap. III alsdann die Vorteile und Nachteile der einzelnen Anordnungen bei den beschriebenen ausgeführten Beispielen hervorzuheben.

Zwei mitten in der Praxis stehende Ingenieure, die Herren N. Baashuus und J. Laufer haben die Freundlichkeit gehabt, mir bei Ausführung meines Planes ihre Unterstützung zu leihen, und zwar hat der erstgenannte Herr die Bearbeitung des § 5 Kap. III „Die Turbinen", der zweitgenannte die Bearbeitung des § 6 B Kap. III „Der elektrische Teil der Krafthäuser" unter Benutzung des zum Teil bereits vorliegenden Materials an Zeichnungen und Abbildungen übernommen. Beiden Herren spreche ich hiermit meinen besten Dank aus.

Herr Professor Philipp Forchheimer in Graz hat die Güte gehabt, mir eine Abhandlung über die bei Knickpunkten an Druckrohrleitungen auftretenden Kräfte (S. 940) zur Veröffentlichung in diesem Bande zur Verfügung zu stellen, wofür ich ihm an dieser Stelle meinen verbindlichsten Dank sage.

Bei den Verhandlungen mit dem Verlage von Wilhelm Engelmann in Leipzig wurde mir der Vorschlag gemacht, die ursprünglich als selbständiges Werk gedachte Arbeit als Band 13 des Teiles III, „Der Wasserbau" in die vierte Auflage des Handbuches der Ingenieur-Wissenschaften aufzunehmen. Diesem Vorschlage habe ich gerne zugestimmt.

Der Verlag hat allen meinen Wünschen in bezug auf die Ausstattung des Bandes mit Tafeln und Abbildungen in der entgegenkommendsten Weise entsprochen.

Von in- und ausländischen Behörden, Gesellschaften und einzelnen Fachgenossen ist mir durch Überlassung von Material und von Bildstöcken meine Arbeit sehr erleichtert worden, und ich fühle mich allen Beteiligten zu besonderem Danke verpflichtet.

Berlin-Grunewald im April 1908.

Th. Koehn.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften.

Dritter Teil.

Übersicht des Inhaltes der im Erscheinen begriffenen 4. Auflage:

Inhalts-Verzeichnis
des dreizehnten Bandes.

Kapitel I.
Allgemeines.

Kapitel II.

Beispiele.

Kapitel III.

Einzelheiten

über Entwurf und Ausführung der verschiedenen Bauteile, über Tarife und den Betrieb von Wasserkraftanlagen.

Ausbau von Wasserkräften.

Bearbeitet und herausgegeben von

Theodor Koehn,

Stadtbaurat a. D. in Berlin-Grunewald.

Kapitel I. Allgemeines.

§ 1. Geschichtlicher Überblick.

Über grossartige Kunstbauten fast aller alten Kulturvölker zur Ausnützung des Wassers für haus- und landwirtschaftliche Zwecke weiss die Geschichte viel zu berichten, dagegen über Wasserkraftanlagen grösseren Stils fast nichts.

Namentlich Ägypten war reich an Stauwerken und Kanälen, welche zur Aufspeicherung des Nilwassers und zu seiner Verwendung für Berieselungszwecke dienten. Über das grossartigste Stauwerk des alten Ägyptens, den sogenannten Mörissee, teilt Herodot mit[1]):

„Welches gewaltige Werk auch das Labyrinth ist, so stellt sich der sogenannte „Mörissee als ein noch grösseres Wunder dar. Denn sein Umfang beträgt 3600 Stadien „(= 666 km), gerade soviel, als die Küstenstrecke Ägyptens selbst. Seine Tiefe ist 50 Klafter „(= 80 m) und er ist von Händen gemacht. Mitten im See sind zwei Pyramiden, jede 50 Klafter „über das Wasser hervorragend, auf deren Spitze sich ein thronender Steinkoloss befindet. „Das Wasser des Sees kommt nicht aus der Erde, sondern ist durch einen Kanal vom Nil „aus hingeleitet. Sechs Monate lang fliesst es landeinwärts, sechs Monate lang fliesst es wieder „heraus. Während es herausfliesst, bringt es an Fischen täglich ein Silbertalent (1 Silber-„talent = 4700 Mk.), während es hineinfliesst nur 20 Minen ein (1 Mine = 78,5 Mk.). Da „ich nirgends den aus dem Kanal entfernten Schutt sah, frug ich die Umwohner. Man sagte „mir, er sei weggeschleppt, und ich konnte das leicht glauben, da ich bei Ninive Ähnliches „vernommen. Auf diese Weise soll der See gegraben worden sein."

Herodot schreibt diese Stauanlage, welche Milliarden Kubikmeter Wasser aufnehmen konnte, dem Könige Amenemah III., bei den Griechen Möris genannt (nach Lepsius 2221—2179 v. Christi) zu.

Diese Stauanlagen machen es verständlich, dass auf einem Gebiete von etwa 42200 qkm fast 8000000 Menschen, d. h. etwa 190 pro qkm[2]), sich ernähren konnten, und dass trotzdem noch eine Ausfuhr der Landesprodukte stattfand. Nach ihrem Verfalle wurde das Land im Vergleich zu früher arm und unfruchtbar.

---

[1]) Curt Merckel: „Die Ingenieurtechnik im Altertum", Seite 82. Berlin, J. Springer 1899.

[2]) Die Bevölkerungsdichtigkeit Deutschlands ist nach der neuesten Zählung 110 pro qkm, für die preussische Rheinprovinz 208 pro qkm.

Erst in neuester Zeit ist durch die Initiative der Engländer die Wasserwirtschaft Ägyptens im grossen Stil durch die Errichtung des Staudammes bei Assuan mit einem Stauinhalt von 1065000000 cbm und durch einige andere minder grosse Stauanlagen wieder eingeleitet und ihre günstige Einwirkung kann nicht ausbleiben.

In China, dessen Geschichte etwa 4000 Jahre v. Christi zurückreicht, ist durch die Tributrolle des Kaisers Yü [2]) (2205—2198 v. Christi) die Anlage grosser Staudämme und Bewässerungs-Kanäle nachgewiesen, und diese Kunst der Wasserwirtschaft für landwirtschaftliche Zwecke hat sich durch die Jahrhunderte erhalten, woraus sich erklärt, dass in dem dichtbevölkertsten Teil des chinesischen Reiches von etwa 73000 Quadratmeilen oder rund 4020000 qkm sich 367,5 Millionen Menschen ernähren können, d. h. etwa 91 pro Quadratkilometer.

Es ist bekannt, dass in Britisch-Indien, besonders in den Provinzen Madras und Bombay die uralten Staubecken nach Tausenden zählen. Für die Provinz Madras allein ist die Zahl auf 50000 angegeben.

In einem Bericht an die anthropologische Gesellschaft in Berlin beschreibt Dr. W. Belck ausgedehnte Stauanlagen und Kanäle der Chaldäer in Mesopotamien und Babylon, welche heute noch nach mehreren Jahrtausenden zum Teil im Gebrauch sind.

Die Überlieferungen und Berichte orientalischer Schriftsteller erzählen von den grossen Stauanlagen, welche Lokman, König von Jemen, ein Sohn Ads aus dem Geschlechte Sabas, in Südarabien anlegen liess [3]). Um den Überfluss des Wassers aufzubewahren und für das Land nutzbar zu machen, habe er einen hohen Damm mit 30 Schleusen zwischen zwei Bergen erbaut, um nach Belieben dem Wasser Abzug zu geben und das Land zu bewässern. Seitdem soll Mareb, das Land der Sabäer, zum schönsten Fruchtgarten geworden sein, bewohnt von zahlreichen glücklichen, gerechten, gastfreien Völkern, deren Gesetz von allen anderen anerkannt war und die über alle ihre Nachbarvölker herrschten.

Von dem Reichtum der Sabäer berichten auch Diodor und Strabo. Letzterer schreibt:

> „In ihrem hochbeglückten Lande wächst Myrrhe, Weihrauch und Zimmet, an der Küste „auch Balsam. So gross ist der Gewürze Menge, dass man sich anstatt des Strauchreisigs „und Brennholzes des Zimmet, des Kassia und der übrigen Gewürzbäume zur Feuerung bedient. „— Durch dessen Handel sind sie die Reichsten von allen und besitzen unermessliche Vorräte „goldener und silberner Geräte."

Es wird weiter berichtet, dass in der Zeit ungefähr um 150 n. Christi Geburt der Staudamm unterwühlt und gebrochen sei, und dass eine Flut das Land in eine Wüste verwandelt habe „zur Strafe für die Bewohner des Landes wegen ihres gottvergessenen Übermutes und gehäuften Frevels."

Um die Stauanlagen für mechanische Arbeitsleistung in grösserem Umfange auszunützen, fehlte den Völkern des Altertums noch die Kenntnis geeigneter Wasserkraftmaschinen.

Man weiss, dass die aus Bambusstäben zusammengefügten Wasserräder (vergl. Abb. 1), welche man jetzt noch in China findet, auf eine mehrtausendjährige Überlieferung zurückblicken. Es ist nachgewiesen, dass in Ägypten und in den Ländern des Euphrat und Tigris weit vor Beginn der christlichen Zeitrechnung ähnliche Wasserräder verwendet sind; aber diese alten Wasserkraftmaschinen wurden dort nur zum Wasserschöpfen für Bewässerungsanlagen und zum Tränken von Menschen und Vieh gebraucht.

---

3) Curt Merckel: Die Ingenieurtechnik im Altertum, Seite 93 und Seite 123.

Der zur Zeit des Kaisers Augustus lebende römische Baumeister Vitruvius schildert die damals benutzten Wasserräder wie folgt:

„An den Stirnseiten von Rädern werden Schaufeln befestigt, welche von dem Stosse „des fliessenden Wassers bewegt, die Umdrehung des Rades bewirken, indem sie so das „Wasser in Kästen schöpfen und zur höchsten Höhe führen, leisten sie ohne Tretarbeit, „vielmehr durch die Wirkung „des Wassers selbst das, was „zum Gebrauche nötig ist. Auf „diese Weise bewegen sie auch „Getriebe, Mühlen usw."

Abb. 1. Chinesisches Schöpfrad.



Eine grosse Verbreitung scheinen aber diese Art Wassermühlen nicht gefunden zu haben, vielmehr blieben bei der damals billigen animalischen Arbeit die Hand- und Tretmühlen in Gebrauch.

Zur Zeit des Kaisers Justinian besass Rom bereits 14 grosse gemauerte Wasserleitungen, deren Wasser in der Stadt ausser für den Hausgebrauch auch zum Betrieb von Wasserrädern benutzt wurde. Im Jahre 53 n. Christi bei der Belagerung Roms durch die Ostgoten unter Vitigis half sich der berühmte Feldherr Belisar, als ihm die Belagerer diese Wasserleitungen abschnitten, in der Weise, dass er die Mühlen auf Fahrzeuge setzen und auf den Tiber bringen liess, wo sie direkt vom Strom angetrieben wurden. Vielleicht war das die erste Anwendung von Schiffsmühlen.

Die ältesten Nachrichten über Wassermühlen in Deutschland stammen aus dem Ende des 4. Jahrhunderts n. Christi. Gross scheint aber ihre Verbreitung mehrere Jahrhunderte hindurch nicht gewesen zu sein.

Dagegen wird aus dem 11. und 12. Jahrhundert schon vielfach über Wassermühlen in Deutschland, Schweiz, Italien, Frankreich und anderen Kulturländern berichtet.

Gegen Mitte des 11. Jahrhunderts sollen in Venedig Wasserräder in Benutzung gewesen sein, welche von dem Flut- und Ebbstrom des Meeres getrieben wurden.

Alle alten, lediglich durch Stoss wirkenden Wasserräder nützten naturgemäss die Kraft des Wassers nur in ganz geringem Masse aus.

In den nachgelassenen Schriften von Leonardo da Vinci (1452—1519) finden sich verschiedene Skizzen oberschlächtiger Räder mit wagerechter Welle, unter anderen eines mit Zahnradübersetzung und Kurbel zum Antriebe einer Steinsäge. Ferner Skizzen eines Löffelrades mit doppelt gekrümmten Schaufeln. Das Wasser sollte bei dieser Maschine durch eine stehende Röhre fliessen, um dann horizontal auf das Rad auszuströmen. Es ist das ein Beweis mehr, wie weit dieser geniale Geist seiner Zeit voraus war[4]). Eine praktische Verwendung scheinen aber seine Ideen bei seinen Zeitgenossen nicht gefunden zu haben.

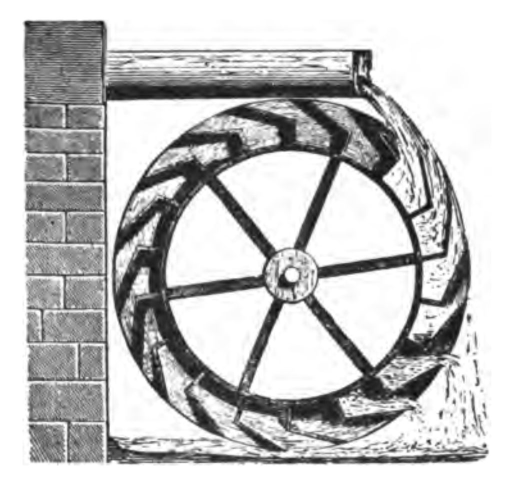
Erst seit dem Anfang des 18. Jahrhunderts ist das oberschlächtige Wasserrad (vergl. Abb. 2) in den verschiedenen Ländern Europas in Gebrauch. Es nützt den Stoss und das Gewicht des Wassers zur Arbeitsleistung aus.

---

[4]) Wilhelm Müller: Die Francisturbinen und die Entwickelung des modernen Turbinenbaus, Hannover bei Gebr. Jänecke, 1901, Seite 5. — Th. Beck: Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaus bei Julius Springer, Berlin. Z. d. V. d. I. 1906, Seite 530.

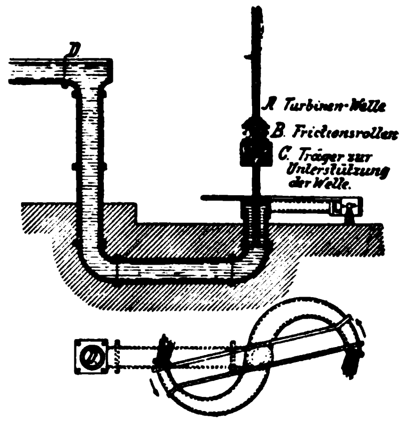
Die Bewegung der Mühlsteine bei der Mahlmühle musste zu der Idee führen, Wasserräder zu entwerfen, welche ohne Übersetzung ihre Bewegung auf die Mühlsteine übertragen konnten. Es sind dann auch von Belidor in seiner Architecture hydraulique (1737—1753) zahlreiche Wasserkraftanlagen in der Provence und der Dauphiné mit horizontalen Wasserrädern, auf deren stehenden Wellen die Mühlsteine festgekeilt waren, beschrieben [5]). Diese Wasserräder hatten gekrümmte Schaufeln, in welche das Wasser in der Regel durch eine stark geneigte, geschlossene Holzrinne von oben eingeführt wurde. Das Wasser wirkte also beim Eintritt durch den Stoss und beim Durchfliessen der gekrümmten Schaufel durch sein Gewicht.

Abb. 2. Oberschlächtiges Wasserrad.



Die Tatsache der Reaktion eines aus einem Gefässe fliessenden Wasserstrahls ist zuerst von Daniel Bernoulli [6]) in seiner Hydraulica in den dreissiger Jahren des 18. Jahrhunderts mitgeteilt. Professor Segner in Göttingen konstruierte das erste Reaktionsrad und beschrieb dasselbe in seinem 1750 erschienenen Werke über hydraulische Maschinen. Eine stehende und unten geschlossene zylindrische Röhre, welche mit einer drehbaren Achse fest verbunden war, hatte am unteren Ende kreuzweis lotrecht zur Achse stehende zylinderförmige Ansätze. In diesen wagerechten Röhren waren an der einen Seite kreisförmige Löcher, aus welchen das Wasser strahlenförmig austreten konnte, und es zeigte sich, dass durch den Austritt des Wassers der Zylinder in drehende Bewegung geriet und zwar im entgegengesetzten Sinne zu der Austrittsrichtung des Wassers. Der deutsch-schweizerische Mathematiker Euler [7]) hat bald darauf die Theorie dieser Reaktionsräder weiter behandelt und zuerst ein Rad mit gekrümmten Schaufeln und einem Leitapparat vorgeschlagen.

Abb. 3. Reaktionsrad n. Manoury Decoct.



Später wurden ausführliche Theorien dieser Räder von den englischen Gelehrten Waring und Ewart und noch später von dem Franzosen Navier aufgestellt. Der Engländer Barker hat ähnliche Konstruktionen unter Benutzung der Segnerschen und Eulerschen Arbeiten zur praktischen Verwendung gebracht. Abb. 3 zeigt ein von dem französischen Ingenieur Manoury Decoct erfundenes und an mehreren Kraftanlagen in der Bretagne und der Normandie von ihm verwendetes Modell eines Reaktionsrades, von dem sich noch heute ein Exemplar in dem Cabinet des Arts et Métiers in Paris befindet.

---

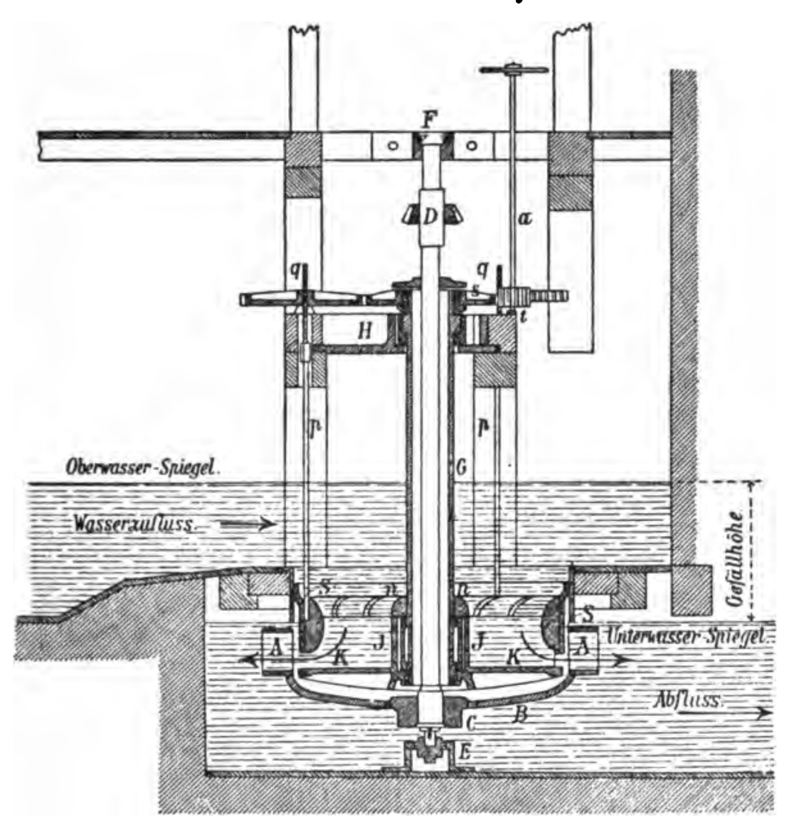
5) Moritz Rühlmann: Die horizontalen Wasserräder. Chemnitz, 1840, Seite 1.

6) Daniel Bernoulli, geb. 1700 in Gröningen, Niederlande, wo sein Vater vorübergehend Professor war, später Professor in Basel, † 1750.

7) Leonhard Euler, geb. 15. April 1707 zu Basel, Schüler des berühmten Mathematikers Johann Bernoulli, seit 1741 in Berlin, † 1783 in Petersburg.

Der Theorie nach mit den eben angeführten Rädern fast gleich sind diejenigen, bei welchen das Rad die Gestalt eines abgeschnittenen Kegels hat, dessen Grundfläche nach oben gekehrt ist, und dessen Mantelfläche spiralförmige Schaufeln trägt. Wenn ein gemauerter Raum ein solches Rad konzentrisch umgibt, nötigt das in diesen Mantel von oben eintretende und längs der Spiralwindungen des Rades herablaufende Wasser das Rad zur Umdrehung. Die Theorie dieser Räder ist von dem französischen Ingenieur Poncelet behandelt.

Abb. 4. Schnitt durch eine Fourneyron-Turbine.



Der französische Bergwerks-Ingenieur Burdin konstruierte im Jahre 1824 ein Wasserrad mit stehender Welle, welchem er zuerst den Namen „Turbine“ gab. Burdin stützte sich hierbei auf die Veröffentlichungen des französischen Ingenieurs Borda, welcher nachgewiesen hatte, dass man das Wasser in die Schaufel des Laufrades möglichst tangential zu ihrer beaufschlagten Krümmung ohne Stoss eintreten lassen müsse, und dass man die Führung des Wassers in der Schaufel selbst so zu gestalten habe, dass das Wasser das Rad mit der Geschwindigkeit des Rades verlässt, d. h. mit einer relativen Geschwindigkeit = 0. Borda kam rechnerisch zu dem Ergebnis, dass der Nutzeffekt eines nach diesen Grundsätzen konstruierten Wasserrades 75% betragen müsse. Die von Burdin konstruierten noch sehr primitiven „Turbinen“ erreichten diesen rechnerisch möglichen Nutzeffekt bei weitem nicht.

Die Société d'Encouragement in Paris setzte bald nach dem Erscheinen der Burdinschen Turbine für die beste neue Turbinenkonstruktion einen Preis von 6000 Frs. aus. Die ersten Bewerbungen blieben aber ohne Erfolg. Dagegen gelang es im Jahre 1833 einem Schüler Burdins, dem französischen Ingenieur Fourneyron in Besançon, diesen Preis mit der nach ihm benannten Turbine zu erringen (vergl. Abb. 4), deren Theorie 1838 von Poncelet in seiner „Théorie des effets mécaniques de la Turbine Fourneyron" erweitert und eingehender behandelt wurde. Im Jahre 1837 hatte Fourneyron in St. Blasien im badischen Schwarzwald bereits eine Turbine seines Systems aufgestellt, welcher das Wasser durch ein Druckrohr zugeführt wurde und welche ein Gefälle von 108,0 m ausnützte. Moritz Rühlmann, der von der sächsischen Regierung zur Besichtigung dieser Turbine nach St. Blasien gesandt war, schildert in seinem in der Fussnote Nr. 5 bereits erwähnten Buche „Die horizontalen Wasserräder" den Eindruck, welchen ihm diese neue Maschine gemacht hat, in folgenden Worten:

„Oft, wenn ich aus der Radstube getreten war, und die ungeheure Höhe „von aussen ermass, von welcher herab die Leitungsröhren das Aufschlagwasser „zum Rade führen, schien es, als dränge sich mir der Begriff „unmöglich" auf, „der aber ebenso schnell verschwunden war, trat ich wieder in jenen Raum „zurück. Fourneyron hat hier zuerst eine Aufgabe gelöst, die seinen Namen „der technischen und wissenschaftlichen Welt stets denkwürdig machen wird, „eine Aufgabe, die nicht nur die grössten Hindernisse der Natur, sondern auch „die der Missgunst und der Vorurteile in tausend Formen zu überwältigen hatte. „Wer auch wollte ein anderes Mittel zur Benutzung dieser vor„handenen Wasserkraft auffinden?"

Im Jahre 1837 wurde von den Mechanikern Henschel & Sohn in Kassel die achsiale Turbine erfunden, bei welcher das Wasser die Turbine in der Richtung der Turbinenachse durchfliesst, während sich bei der Fourneyronschen Turbine das Wasser durch das Laufrad in radialer Richtung von innen nach aussen bewegt. War die Founeyronsche Turbine bestimmt, sowohl im Unterwasser, als auch über demselben zu laufen, so sollte die Henschelsche Turbine vornehmlich über dem Unterwasser stehen. Der Leitschaufelapparat befand sich über dem Laufrad und unter dem letzteren wurde das Wasser in einem luftdichten, in das Unterwasser eintauchenden Saugrohre abgeführt. Diese Henschelsche Turbine wurde von dem Werkmeister Jonval der Maschinenfabrik von André Köchlin zu Mühlhausen i. E. vervollkommnet, und es gelang ihm, ein französisches Patent darauf zu erhalten.

Die Henschel-Jonval-Turbine hat eine grosse Verbreitung gefunden, und es sind noch bis in die neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts zahlreiche Wasserkraftanlagen mit Turbinen dieses Typs ausgerüstet worden.

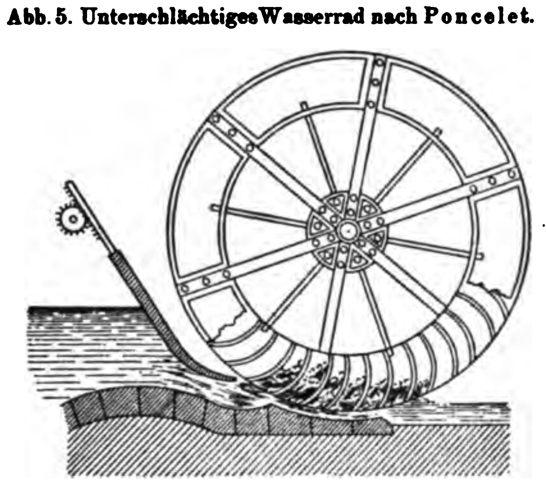
In den dreissiger Jahren, also ungefähr um dieselbe Zeit, als Fourneyron, Henschel und Jonval mit ihren Turbinen hervortraten, konstruierte der Ingenieur L. C. Nagel von der Firma Nagel & Kaemp in Hamburg eine Turbine, bei welcher das Wasser von unten in das Leitrad und von hier radial in das von innen beaufschlagte Laufrad eintrat.

Inzwischen hatte Poncelet zur Ausnützung kleinerer Gefälle von 1 bis 1,5 m und zur Erreichung verhältnismässig grosser Umdrehungszahlen ein unterschlächtiges Wasserrad erfunden (vergl. Abb. 5), bei dem der Boden des Gerinnes nach einer bestimmten Kurve gekrümmt war und das Wasser durch eine schräge, dem Rande des Rades möglichst nahe Schütze zugeführt wurde. Das Wasser tritt in dem Ponce-

letschen Rade ohne Stoss zwischen die gekrümmten Schaufeln, steigt an diesen in die Höhe und überträgt seine lebendige Kraft auf das Rad. Der Nutzeffekt bei richtiger Anlage kann bis zu 70 % steigen.

Eine bemerkenswerte Weiterbildung des Wasserrades knüpft sich an den Namen des deutsch-schweizerischen Maschineningenieurs Zuppinger[8]). Nach seinem System werden heute noch viele mittel- und tiefschlächtige Schaufel-Wasserräder mit Überfalleinlauf und Durchmessern von 4,5 bis 8,0 m gebaut. Die Wasserräder kommen aber nur noch, entweder bei ganz kleinen Gefällen oder bei Gefällen bis zu 10,0 m bei ganz kleinen Wassermengen (bis 60 l/sek.) in Frage. Das ganze andere Gebiet gehört der Turbine.

Abb. 5. Unterschlächtiges Wasserrad nach Poncelet.



Eine ausserordentlich grosse Verbreitung hat die Achsialturbine des französischen Ingenieurs L. D. Girard gefunden, welcher um das Jahr 1850 mit verschiedenen neuen Konstruktionen hervortrat, auf welche er Patente erwarb. Im Jahre 1863 hat er eine ausführliche Theorie seiner Turbinen herausgegeben. Obwohl die Girardschen Konstruktionen (vergl. Kap. III, 5. Turbinen) zum nicht geringen Teile auf geschickter Verwendung älterer Konstruktionen beruhen, so knüpft sich doch an seinen Namen ein bemerkenswerter Aufschwung im Turbinenbau, und bis in die Mitte der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts hinein sind eine beträchtliche Anzahl, namentlich kleinerer Turbinen, nach einem System gebaut, für welches der Name Girard-Turbine allgemein gebräuchlich geworden ist. Zu erwähnen wäre dann noch die Freistrahlturbine mit partieller innerer Beaufschlagung des deutschen Ingenieurs Schwamkrug, welche noch viel gebaut wird (vergl. Kap. III, 5. Turbinen).

Eine grundlegende und noch heute zum grössten Teil gültige theoretische Abhandlung des gesamten, modernen Turbinenbaues hat der Karlsruher Professor F. Redtenbacher im Jahre 1844 herausgegeben.

Bereichert wurde ferner die wissenschaftliche Behandlung der Turbinen u. a. durch:

Jul. Weissbach: Ingenieur- und Maschinentechnik 1845—60,
J. B. Francis: Lowell Hydraulic Experiments[9]) 1855—68,
Fr. Carl Herm. Wiebe: Allgemeine Theorie der Turbinen 1859,
P. v. Rittinger: Theorie der Rohrturbinen 1861,
von Bach: Die Wasserräder 1886,
Gustav Zeuner: Theorie der Turbinen, Leipzig 1899,
Grasshof: Theorie der Kraftmaschinen 1890,
Rateau: Les Turbomoteurs, Revue mécanique, Paris 1897,
Hatton de la Gouppillière: Moteurs Hydrauliques 1897.

Infolge der vielen, grossen und neuen Aufgaben, welche in den letzten anderthalb Jahrzehnten an die ausführenden grossen Fabriken herantraten, haben diese auch in

[8]) Zuppinger: Wasserkraft und Wasserkraftanlagen. Zeitschr. d. V. D. Ing. 1885.

[9]) Lowell hydraulic experiments being a selection from experiments on hydraulic motors; the flow of water over weirs and in canals of uniform rectangular section and of short length made at Lowell, Massachusetts. Boston 1855.

hervorvorragender Weise an der wissenschaftlichen Weiterbildung des Turbinenbaus mitgewirkt und die Wasserturbinen zu einer früher nicht geahnten Vollkommenheit geführt.

Von den Männern der Praxis, welche zugleich für die theoretische und praktische Weiterbildung tätig gewesen und zum Teil noch sind, mögen nur die Namen Pfarr[10]) nnd Zodel genannt sein.

Es ist bemerkenswert, dass in neuerer Zeit zwei Turbinentypen, welche sich an die Namen amerikanischer Ingenieure knüpfen, eine derartige Anerkennung und Verbreitung gefunden haben, dass durch sie fast alle anderen Konstruktionen in der Häufigkeit ihrer Verwendung überflügelt sind. Gemeint sind die nach J. B. Francis benannten Francisturbinen[11]) und das nach dem amerikanischen Ingenieur Pelton genannte Peltonrad. Die Francisturbinen sind noch zweckmässig zu verwenden bis zu Druckhöhen von etwa 125,0 m. Die Peltonräder kommen für grosse Druckhöhen von 50,0 bis 1000,0 m zur Anwendung.

Der europäische Turbinenbau hat aber, durch eine vertiefte theoretische Durchbildung geleitet, sowohl seine eigenen, als auch die herübergenommenen amerikanischen Typen so verbessert und es so gut verstanden, sie all den verschiedenen Bedürfnissen anzupassen, dass er dem amerikanischen überlegen wurde. Seit Francis hat sich der amerikanische Turbinenbau im wesentlichen durch praktische Versuche weiter geholfen. Die amerikanischen Turbinenfirmen bauen im allgemeinen je nur wenige Gattungen, mit denen sich die Wasserkraftbesitzer abfinden müssen; infolgedessen sind sie in der Lage, Preislisten herauszugeben, nach denen sich der Besteller die am preiswertesten scheinenden Typen heraussuchen kann. Es lässt sich aber auf diese Weise auch nicht vermeiden, dass viele Turbinen unter ganz anderen Verhältnissen arbeiten, als denjenigen, für welche sie geeignet sind und daher in solchen Fällen unbefriedigende Nutzeffekte zeigen. Der europäische Turbinenbau passt sich mit jeder Turbine möglichst an die jeweiligen Verhältnisse an, und er hat daher naturgemäss eine viel grössere Mannigfaltigkeit der Konstruktionen, aber auch eine grössere Sicherheit in der Bewältigung von aussergewöhnlichen und schwierigen Aufgaben. So ist es gekommen, dass fast alle grossen Turbinen beim Ausbau der Wasserkräfte der Niagarafälle europäischen Firmen zugefallen sind, oder dass doch wenigstens die europäischen Firmen den amerikanischen Werkstätten die Konstruktionszeichnungen liefern mussten. Es wurde z. B. die erste 3000 PS_e-Turbine der Hamilton Cataract Comp. von Riva Monneret in Mailand, die später von der erstgenannten Gesellschaft aufgestellten 6100 PS_e-Turbinen von der bekannten deutschen Firma J. M. Voith in Heidenheim a. B. geliefert. Die ersten 5000 PS_e-Turbinen der Niagara Falls Power Comp. sind nach den Zeichnungen der Genfer Firma Faesch & Piccard (später Piccard & Pictet) von J. P. Morris in Philadelphia ausgeführt (vergl. die Beschreibung dieser Anlage Kap. II, 28), die Turbinen des zweiten Krafthauses derselben Gesellschaft nach den Zeichnungen der Aktiengesellschaft der Maschinenfabriken von Escher, Wyss & Co. in Zürich; ferner sind die Maschinen der Canadian Niagara Falls Power Comp. von Escher, Wyss & Co. gebaut. Die Lieferung der zurzeit grössten Turbinen der Welt für die Ontario Power Comp. von 11340 PS_e normaler, und 12000 PS_e maximaler Leistung fiel J. M. Voith zu, da sich amerikanische Firmen zur Zeit der Bestellung dieser grossartigen Aufgabe noch nicht gewachsen fühlten (vergl. die Beschreibung d. Anlage Kap. II, 27). Die Turbinen sind als Francisturbinen mit je zwei Laufrädern ausgeführt (vergl. Tafel Nr. LXXIV).

---

[10]) Gegenwärtig Professor in Darmstadt.

[11]) In Europa werden manche Typen als Francisturbinen bezeichnet, für welche man in Amerika andere Benennungen gebraucht. Vergl. Prof. Camerer, Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1906, Seite 150.

Übrigens ist die Geschichte der Francisturbine charakteristisch für die Langsamkeit, mit welcher sich oft die besten Erfindungen des Ingenieurs Verbreitung verschaffen. Zur Illustration diene die Tabelle I. Es wurden nämlich von Escher, Wyss & Co., der ältesten und bedeutendsten schweizerischen Turbinenbauanstalt, erst im Jahre 1876 die ersten Francisturbinen geliefert und dann in der Zeit bis Ende 1893 nur noch vier weitere gebaut. Die Tabelle I bietet aber auch ein anschauliches Bild von dem Siegeslaufe, den alsdann die Francisturbine angetreten hat.

Tabelle I.

Übersicht der von der Aktiengesellschaft der Maschinenfabriken von Escher, Wyss & Co. in Zürich gelieferten Turbinen.

Jahr	Anzahl Turbinen im Durchschnitt						
	Tang.-Räder	Jonval	Francis	Girard	im ganzen	PS_e im ganzen	PS_e per Turbine
1892	33	35	—	34	102	11 187	109,5
1893	32	23	—	39	94	5 608	59,7
1894	25	52	1	6	84	29 130	346,0
1895	46	16	4	30	96	12 850	134
1896	35	27	8	36	106	21 195	199,5
1897	45	8	13	12	78	11 579	148,3
1898	56	11	24	11	102	26 550	260
1899	50	10	49	10	119	42 519	358
1900	37	—	54	2	93	30 204	325
1901	63	6	95	5	169	48 024	284
1902	80	—	104 worunter 3 à 10000 PSe.	3	187	83 087	444

Ähnliche Bilder haben sich bei anderen Turbinen-Bauanstalten Europas und Amerikas ergeben.

Erwähnt sei hier noch als eine andere interessante Erscheinung die wachsende Grösse der Einheit. Diese hat in erster Linie natürlich ihre Ursache in dem gewaltigen Aufschwung der Industrien aller Kulturländer und in dem Emporschnellen ihres Kraftbedarfes. Sie hat aber auch ihre Ursache in der Erkenntnis, dass man Anlage und Betrieb durch die Vergrösserung der Einheiten verbilligen kann.

Die nachstehende Tabelle führt das Anwachsen der Einheiten vor Augen:

Tabelle II.

Firma	Grösste Einheiten, ausgeführt in den Jahren:													
	1892	93	94	95	96	97	98	99	1900	01	02	03	04	05/6
J. M. Voith, Heidenheim	200	400	600	250	520	618	2000	1000	705	3850	800	12000	7000	12000
Ing. A. Riva, Monneret & Co., Mailand	400	450	710	750	2200	560	2000	3000	3000	—	—	—	—	4500
Ganz & Co., Budapest	700	345	440	650	1200	360	1813	1730	2000	2300	3500	2500	6000	—
Escher Wyss & Co., Zürich	620	610	1200	1200	1250	700	1500	1500	1500	3000	10250	8200	4300	8700

Als ein charakteristisches Beispiel mag noch erwähnt werden, dass die Hamilton Cataract Comp., Kanada, ursprünglich Turbinen von 1500 PS_e, beim zweiten Ausbau bereits solche von 3000, und beim letzten Ausbau schliesslich Einheiten von 6100 PS_e gewählt hat. Dasselbe Bild zeigt sich, wie hier im grossen, so bei vielen Anlagen, welche nicht über so gewaltige Wassermengen verfügen, im kleinen.

Trotz aller Fortschritte im Turbinenbau konnte aber doch der Ausbau von Wasserkräften erst die grossartige Entwickelung nehmen, deren Zeuge wir seit den letzten 18 Jahren gewesen sind, seitdem durch die Anwendung der elektrischen Kraftverteilung die Ausnützung der Wasserkraft nicht mehr an den Erzeugungsort gebunden war. Man kann vielmehr feststellen, dass in den siebziger und achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts mit der Entwickelung des Eisenbahnwesens und der Dampfmaschinen vielfach ein Rückschritt in der Verwendung von Wasserkräften eingetreten ist. Es wurde vorteilhafter, neue Arbeitsstätten an die Eisenbahn heranzulegen und sie dort mit Dampfmaschinen zu betreiben, als die von den Eisenbahnen entfernter liegenden Wasserkräfte auszunützen. Eine solche Entwickelung hat sich z. B. in den Bergischen Landen, besonders in der Remscheider Gegend gezeigt, wo zahlreiche alte Wasserkraftanlagen (Hammerwerke etc.) still gelegt wurden. In einer Studie über die Wasserkräfte des Departement L'Orne weist der Ingenieur Henry Bresson[12]) nach, dass im Jahre 1880 daselbst noch 779 Anlagen mit 3480 PS_e ausgenützt wurden, während im Jahre 1890 hiervon nur noch 512 Anlagen mit 2400 PS_e im Betrieb waren, so dass 1000 PS_e unbenutzt blieben.

Den Vorrang, mit dem ersten Ausbau einer Wasserkraftanlage zur Erzeugung elektrischer Energie und mit der Fernleitung und Verteilung derselben den Ausgangspunkt der grossen Entwickelung gebildet zu haben, machen sich die verschiedenen Nationen streitig.

In England wird oft als erste derartige Anlage die im Jahre 1882 in Cragside (Northumberland)[13]) ausgeführte genannt. Sie bestand aus einer Siemens-Gleichstrom-Dynamo für 90 Volt, welche von einer 8 PS_e-Turbine für 9,0 m Druckhöhe durch Riemen angetrieben wurde und durch eine auf Porzellanisolatoren verlegte blanke Kupferleitung eine 1,5 km entfernte Werkstätte mit Strom versorgte.

Die Franzosen datieren den Aufschwung in der Ausnützung der Wasserkräfte von dem Versuch her, den der Ingenieur Marcel Deprez im Jahre 1882/83 in der Nähe von Grenoble machte. Überzeugt von der Möglichkeit, bei Verwendung hochgespannter Gleichströme die elektrische Energie mit gutem Nutzeffekt auch auf grosse Entfernungen übertragen zu können, errichtete Deprez eine Versuchsanlage in Vizille an der Romanche, mit welcher er aus diesem Flusse gewonnene Kraft mit 3000 V. Spannung auf 22,0 km Entfernung nach Grenoble übertragen hat. Marcel Deprez brachte ungefähr gleichzeitig eine kleinere Versuchsanlage in der Nähe von München zur Ausführung, mit welcher er gelegentlich der 1882er Ausstellung, elektrische Energie aut etwa 4,4 km nach München übertrug. Es war ihm aber nicht vergönnt, einen durchschlagenden Beweis für die Richtigkeit seiner Annahme zu bringen, weil die ihm damals zur Verfügung stehenden Gleichstromapparate für hohe Spannungen versagten.

In Italien wird vielfach als die erste hydroelektrische Anlage von Bedeutung diejenige der Società degli Aquedotti de Ferrari Galliera bei Genua[14]), welche im März

[12]) L'Economiste Français 10. Mai 1902, Seite 650.

[13]) E. T. Z. 1904, Seite 1097.

[14]) Ing. G. M. Semenza, Mailand: Les installations Hydro-Electriques de la Haute Italie, Extrait des mémoires de la Société des Ingénieurs Civiles de France, Paris 1905.

1889 in Betrieb gekommen ist, betrachtet. Bei dieser Anlage wurden in drei kaskadenförmig untereinanderliegenden Stationen Wasserkräfte ausgenutzt und die Gleichstromgeneratoren der einzelnen Krafthäuser wurden nach dem System Thury in Serie geschaltet, um die hohe Spannung für die Kraftübertragung zu erzielen (vergl. auch Kap. III. 6. Krafthäuser. b) elektrischer Teil).

Aber erst die im Jahre 1891 von Lauffen am Neckar nach Frankfurt am Main gelegentlich der Frankfurter Ausstellung ausgeführte und betriebene Kraftübertragung hat einen so entscheidenden Erfolg gehabt, dass man sagen kann, von hier ab datiert wirklich eine neue Epoche in der Ausnützung der Wasserkräfte. Durchgeführt wurde die Anlage auf Anregung von Oskar von Miller durch die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft Berlin in Verbindung mit der schweizerischen Maschinenfabrik Örlikon. Es sollten in Lauffen ca. 200 PS_e von einer Wasserkraft an die dortige Drehstrom-Dynamo-Maschine abgegeben werden, und es kam darauf an, zu zeigen, dass diese PS_e ohne erheblichen Effektverlust auf eine Entfernung von 175 km nach Frankfurt übertragen werden konnten. Die Spannung wurde nach damaligen Verhältnissen in ausserordentlich kühner Weise mit 15—20000 Volt angenommen. Die Drehstrommaschinen in Lauffen lieferten den Strom zu 50 Volt und diese Spannung wurde dann in Transformatoren erhöht. Für die Fernleitung wurden drei blanke Kupferdrähte von 4 mm Durchmesser benutzt, welche auf Holzmasten und Porzellanisolatoren montiert wurden. In Frankfurt wurde der Strom wieder auf 100 Volt zurücktransformiert und damit 1000 Glühlampen gespeist und verschiedene Drehstrommotoren angetrieben. Einer von diesen setzte eine Pumpe in Bewegung, durch welche ein Wasserfall von 10,0 m Höhe betrieben wurde. Der durch Messungen festgestellte Effektverlust in der Leitung selbst betrug etwa 15 % und der Nutzeffekt der ganzen elektrischen Kraftübertragung von den Turbinenwellen bis zu den Verbrauchsstellen wurde zu 73,9 % ermittelt. Wie ungemein befruchtend dieser grosse Versuch auf die Entwickelung der Wasserkraftanlagen eingewirkt hat, beweist die Zahl und Grösse der Kraftanlagen, welche seitdem entstanden sind. Dasselbe zeigen auch die Statistiken der grossen Turbinenbauanstalten. Aus der auf Seite 9 gegebenen Tabelle I ist zu ersehen, dass die Jahresleistung in gebauten Turbinen der Firma Escher, Wyss & Co. von 11 187 im Jahre 1892 auf 83 078 im Jahre 1902 gestiegen ist. Ähnlich war auch die Entwickelung bei den anderen grossen Turbinenfirmen. Als Beweis sind in Tabelle III die Leistungen in PS_e in den Jahren 1892—1905 von noch 3 Turbinenbauanstalten zusammengestellt.

Es betrugen die Jahresleistungen an gelieferten Wasserturbinen in PS_e:

Tabelle III.

	1892	1898	1899	1900	1901	1902	1903	1904	1905
der deutschen Firma J. M. Voith in Heidenheim a. B.	1 059	22 000	—	28 556	27 242	33 829	37 543	60 403	38 868
der österreich-ungarischen Firma Ganz & Co., Budapest	4 232	28 480	17 879	13 411	16 628	21 944	15 687	63 936	12 906
der italienischen Firma Riva, Monneret & Co. in Mailand	3 232	20 340	28 506	24 390	20 663	25 788	20 339	25 135	53 341

Diese Zahlen schildern sicherlich in beredter Weise, welche Fortschritte der Ausbau von Wasserkräften seit 1892 gemacht hat.

Immer kühner und grossartiger sind die Konstruktionen der Ingenieure geworden.

Während im Jahre 1844 Moritz Rühlmann die Verwendung eines Wasserdrucks von 108,0 m in einer Fourneyron-Turbine als „fast unmöglich" bewunderte, ist bereits im Jahre 1902 in dem Elektrizitätswerk Vouvry — unweit der Ausmündung der Rhone in den Genfer See —, welches die Wasserkraft des Lac Tanay ausnützt, ein Gefälle von 920,0 m in einer Turbine erreicht und nachgewiesen, dass es keine Bedenken hat, auch noch weiter zu gehen. Wenn bei den älteren Konstruktionen bei Gefällen von 5,0—10,0 m und grösseren Einheiten Umlaufzahlen von 50—70 in der Minute schon als erheblich galten, baut man heute mit Vorliebe unter sonst gleichen Verhältnissen Turbinen mit 100—200 Umläufen in der Minute. Bei kleinen Einheiten von 150—300 PS_e und Gefällen von 15,0—30,0 m sind 300—400 Uml./Min. und bei grossen Gefällen und kleinen Einheiten Uml./Min. von 500—1000 nicht selten. Im Jahre 1904 hat die Platt Iron Works Co. Dayton, Ohio an die California Gas- and Electric-Co. eine Freistrahlturbine geliefert, welche bei einem Gefälle von 213,0 m in einem Laufrade 10000 PS_e bei 400 Uml./Min. entwickelt und dieselbe Gesellschaft lieferte 1905 für die Seattle & Tacoma Power Co. eine Francis Einradturbine, welche in einem Einzelrade 10000 PS_e bei 300 Uml./Min. und 79,3 m Gefälle leisten kann[15]).

Andererseits vermag sich heute aber auch der Turbinenbauer den Bedürfnissen anzupassen, wenn die Verwendungsart der gewonnenen Kraft geringe Tourenzahlen bei grossem Gefälle erfordert. So hat z. B. die Firma Ganz & Co. in Budapest für das Walzwerk Jauerburg (Krain) ein Peltonrad von 1600 PSe Leistung geliefert, welches bei 320,0 m Gefälle nur 70 Uml./Min. macht.

Auch die Nutzeffekte der Turbinen sind allmählich gesteigert worden. Früher hielt man einen Nutzeffekt von 75% schon für ein gutes Resultat. Heute werden nicht selten von den Turbinenbauanstalten 80% Nutzeffekt bei normaler Belastung und unter besonders günstigen Umständen sogar noch mehr gewährleistet (vergl. auch Kap. III, 5. Turbinen).

Bezüglich der Höhe der zu verwendenden elektrischen Spannung und der Länge der Kraftleitung hat man ebenfalls seit dem Versuche von Lauffen gewaltige Fortschritte gemacht.

Wie in der Grösse der Turbineneinheiten und der einzelnen Wasserkraftanlagen schreiten auch inbezug auf die Höhe der verwendeten Spannung und auf die Länge der Übertragung die Vereinigten Staaten von Nordamerika an der Spitze. Spannungen von 60000 Volt sind bei mehreren amerikanischen Anlagen im Betriebe. Die grösste Entfernung zwischen Krafthaus und Verwendungsstelle weist das Elektrizitätswerk der Bay Counties Power-Co. in De Sabla, Kalifornien, auf, welches elektrische Energie mit 55000 Volt auf 370 km nach San Francisco liefert. Es ist aber vorgekommen, dass, als einmal die Druckwasserleitung des Elektrizitätswerkes der Standard Electric Co. in Electra, welche gleichfalls nach San Francisco Strom liefert, gebrochen war, von de Sabla aus nach Electra auf rund 580 km Strom[16]) geliefert wurde und der Betrieb mit genügender Sicherheit durchgeführt werden konnte (vergl. Kap. III, 7 Leitungsanlagen für den elektrischen Strom).

In Europa wird die Ende 1906 wahrscheinlich in Betrieb kommende Fernleitung der Società Lombarda per distribuzione di energia elettrica in Mailand von der italienischen Grenze bei Brusio nach Vizzola am Tessin (vergl. Kap. II, 1) mit 155,0 km Länge wohl als die gegenwärtig längste zu betrachten sein. Die Spannung soll hierbei 40000 Volt betragen.

[15]) Die Turbine wurde für die Snoqualmie Falls Kraftanlage, 56 km östlich von Seattle, Wash. geliefert. Zeitschr. f. d. gesamte Turbinenwesen 1906, S. 345.

[16]) Elektrische Bahnen und Betriebe, 1905, Seite 539/540.

Technisch gibt es für die Länge der Kraftübertragung kaum noch eine Grenze, sie wird vielmehr durch wirtschaftliche Rücksichten gezogen, weil bei allzugrosser Entfernung die Kosten der Leitung nicht mehr im Verhältnis zu dem Nutzen stehen, welchen die Verwendung billiger Wasserkräfte im Vergleich zu Wärme-Kraftmaschinen bietet.

Wer sich ein Bild machen will über die Entwickelung, welche der Ausbau von Wasserkräften inzwischen in verschiedenen Ländern gehabt hat, wird bald den Mangel und die Dürftigkeit des vorhandenen Materials erkennen. Nicht allein, dass die Statistiken unvollständig sind, sie sind auch insofern ungenau und nicht vergleichbar, weil die Angaben über die ausgebauten PS_e auf ganz verschiedenen Grundlagen gemacht sind. In ein und derselben Statistik findet man für einen Teil der Werke die Gesamtleistung nach vollem Ausbau und für einen anderen Teil wiederum nur die Leistung des zurzeit ausgebauten Teiles angegeben, ohne dass der grosse Unterschied in der Grundlage der Zahlenangabe kenntlich gemacht wäre. Alsdann schwanken die Angaben insofern, als an einer Stelle die Mindestkraft, welche das ganze Jahr hindurch vorhanden ist, an einer anderen eine mittlere Kraft und an einer dritten Stelle die grösste Kraft zugrunde gelegt wurde, Zahlen, welche oft sehr erheblich auseinanderliegen. So gut es geht, mag dennoch versucht werden, mit Hilfe des vorhandenen Materials in grossen Zügen ein Bild zu entwerfen.

Die Mehrzahl aller grösseren Anlagen verwertet die Wasserkraft durch Umwandlung in elektrische Energie. Deshalb bilden die Statistiken der Elektrizitätswerke z. Z. noch das verhältnismässig beste Material für die Schätzung der vorhandenen Wasserkraftanlagen.

Der englische Ingenieur Champbell Swinton gibt in „The Electrical Reviews“ vom 2. September 1904 über die für Elektrizitätserzeugung ausgenützten Wasserkräfte der verschiedenen Länder folgende Tabelle[17]):

Übersicht der ausgenützten Wasserkräfte nach Champbell Swinton.

Tabelle IV.

Land	Leistung	
Vereinigte Staaten von Nordamerika	527 467	PS_e
Kanada	228 225	„
Mexiko	18 470	„
Venezuela	1 200	„
Brasilien	800	„
Italien	210 000	„
Frankreich	161 343	„
Schweiz	133 302	„
Deutschland	81 077	„
Schweden	71 000	„
Österreich	16 000	„
England	11 906	„
Russland	10 000	„
Indien	7 050	„
Japan	3 450	„
Süd-Afrika	2 100	„
Summa	1 483 390	PS_e

[17]) E. T. Z. 1904, Seite 1097.

Es wird indessen von dem genannten Verfasser dazu bemerkt, dass nicht von allen Werken Angaben erhalten werden konnten, auch manche der berücksichtigten Werke inzwischen vergrössert worden seien. Swinton schätzt daher die Gesamtleistung aller aufgeführten Länder an ausgebauten Wasserkräften für Elektrizitätserzeugung auf rund 2000000 PS_e. Seine Zahlen sind aber sicherlich inzwischen ganz erheblich überholt.

Bezüglich der **Vereinigten Staaten von Nordamerika** ergibt die offizielle Statistik über den Stand der Elektrizitätswerke für Licht- und Kraftzwecke am 30. Juni 1902 an, dass im ganzen an Wasserkraftmaschinen zur Erzeugung elektrischer Energie 381134 PS_e verwendet wurden[18]). Allerdings sind hierin nur die Werke für öffentliche Stromabgabe enthalten, also alle Privatwerke und Eigenwerke der Strassenbahnen etc. nicht. Dass diese Zahl aber auch mit dieser Einschränkung inzwischen überschritten ist, beweist schon die nachstehende Zusammenstellung der Leistungen einer Anzahl grösserer und bekannterer Werke für öffentliche Stromabgabe:

1.	Niagara Falls Power Co. (vergl. Kap. II, 28)	110000 PS_e
2.	Niagara Falls Hydraulic and Manufacturing Co. (vergl. Kap. II, 29)	70000 „
3.	St. Lawrence Power Co. bei Massena im Staate New York[19]) .	70000 „
4.	Wasserkraftanlage bei Keokuk am Missouri	60000 „
5.	Die Elektrizitätswerke der Standard Electric Co. und Bay Counties Power Co. in Electra und De Sabla zur Versorgung von S. Francisco und Oakland Kalifornien[20])	50000 „
6.	Kraftwerk Sault St. Marie. Michigan (vergl. Kap. II, 30) . . .	45000 „
7.	Elektrizitätswerk am Hudson zur Ausnützung der Spierfälle etwa 65 km oberhalb von Albany[21])	32000 „
8.	Washington Water Power Co. Spokane[22])	12000 „
9.	Kern River Power Co. Los Angeles, Kalifornien[23])	10000 „
10.	Missouri River Power Co. bei Black Canon am Missouri[24]) . .	10000 „
11.	Nothern Power & California Power Co. bei Volta, Kalifornien[25])	4500 „
12.	Elektrizitätswerk am Cow Creek, Kansas[26])	4000 „
		477500 PS_e

Die oben erwähnte offizielle Statistik war die erste ihrer Art und es ist deshalb natürlich, dass sie noch recht unvollständig ausfiel. Zweifellos gibt es auch noch eine Menge, meistens wohl kleinerer Wasserkraftanlagen, bei welchen die gewonnene Kraft nicht in elektrische Energie umgewandelt wird. Schätzungsweise wird man die bis 1905 verwendeten und im Bau begriffenen Wasserkräfte der Vereinigten Staaten immerhin auf 700000 bis 800000 PS_e in Anschlag zu bringen haben.

Für **Kanada** bleibt die von Champbell Swinton angegebene Zahl von 228225 PS_e sicherlich hinter der Wirklichkeit zurück, weil schon allein die Wasserkraftanlagen auf der kanadischen Seite des Niagara-Flusses laut nachstehender Liste

18) Z. d. V. d. I. 1903, Seite 1578 und Electrical World and Engineer vom 8. August 1903, Seite 212.

19) Z. d. V. d. I. 1901, Seite 500 und Engineering News, 21. Febr. 1901, Seite 1091.

20) Elektrische Bahnen und Betriebe 1905, Seite 540.

21) E. T. Z. 1903, Seite 758, — Electrical World and Engineer 1903, Seite 1091.

22) E. T. Z. 1904, Seite 1097.

23) E. T. Z. 1904, Seite 1097.

24) E. T. Z. 1903, Seite 319, — The Electrical Times, 12. Febr. 1903.

25) Electrical World, 14. März 1903.

26) E. T. Z. 1903, Seite 319.

487000 installierte PS_e ergeben, wovon etwa 325000 PS_e ständig ausgenützt werden können.

1. Ontario Power Co. of Niagara Falls	205000 PS_e
2. Toronto and Niagara Falls Power Co.	137000 „
3. Canadian Niagara Falls Power Co.	100000 „
4. Hamilton-Cataract Co.	45000 „
	487000 PS_e

Es ist allerdings zu dieser Zusammenstellung zu bemerken, dass die drei erstgenannten Gesellschaften in ihren Krafthäusern die volle verfügbare Kraft noch nicht ganz ausnützen. Die Hamilton Cataract Co. entnimmt ihr Wasser nicht unmittelbar an den Fällen, sondern weiter oberhalb durch einen längeren Werkkanal.

Für **Frankreich** gibt der Kommandant Audebrand in Grenoble[27]) die gesamten im Jahre 1905 ausgenützten Wasserkräfte auf ungefähr 650000 PS_e an. Diese Angabe ist auf Grund anderen, zerstreut gefundenen Materials so gut wie möglich nachgeprüft und scheint zu stimmen, wenn man die 1905 im Ausbau befindlichen und konzessionierten Wasserkräfte mit hinzurechnet und die installierten PS_e zugrunde legt.

In dem Compte rendu der Chambre de Commerce de Lyon für 1903 wird ein Bericht des Vizepräsidenten der Handelskammer M. Coignet veröffentlicht, in welchem als Anhang eine Statistik der grösseren Wasserkräfte von Süd- und Ostfrankreich enthalten ist. Diese Statistik führt allein 202041 PS_e auf.

Der Ingenieur V. Turquan gibt in einer Studie[28]) 1896 die ausgenützten Kräfte schon auf 1028807 PS an. Wenn man auch diese Ziffer auf PS_e an den Turbinenwellen zurückführt durch Multiplikation mit 0,75, so erscheint sie doch noch viel zu hoch. Die Grösse dieser Zahl ist wahrscheinlich daraus zu erklären, dass alle kleinen Wasserkraftbesitzer bei Anfragen ihre Wasserkraft erfahrungsgemäss viel zu hoch angeben. Interessant ist aber an den Angaben von Turquan, dass im Jahre 1896 in Frankreich bereits 69620 Wasserkraftanlagen gezählt wurden, so dass nach seiner Zahl sich die durchschnittliche Kraftleistung zu 14 PS berechnet haben würde. In Wirklichkeit dürfte dieselbe aber wohl weniger als 7 PS_e betragen haben.

Nach Audebrand entfallen von den 650000 PS_e in Gesamt-Frankreich allein auf die Dauphiné und Savoyen 145000 PS_e. Da beide Gebiete zusammen ungefähr 17870 qkm Oberfläche haben, so kommt auf das Quadratkilometer die stattliche Zahl von ungefähr 8,1 PS_e.

Für das gesamte Frankreich ergibt sich:

Tabelle V.

Verwendete Wasserkräfte Frankreichs 1905				
Flächeninhalt in qkm	Verwendete Wasserkräfte in PS_e	Verwendete Wasserkräfte pro qkm	Einwohnerzahl	Verwendete Wasserkräfte in PS_e pro 1000 Einwohner
536000	650000	1,2	38900000	16,7

Für die **Schweiz** bietet die Statistik über die Starkstromanlagen des schweizerischen elektrotechnischen Vereins und des Verbandes schweizerischer Elektrizitätswerke

[27]) Le Commandant Audebrand Ing.: „La Houille Blanche" Grenoble, Alexandre Gratier et Jules Rey 1905.

[28]) Le Genie Civil 5. 12. und 19. September 1896.

pro 1904 einen Anhaltspunkt. Hiernach gab es im ganzen 218 durch Wasserkraft betriebene Werke mit zusammen . . . . 170000 PS_e
maximaler und 142000 PS_e mittlerer Leistung. Da die Statistik jedenfalls auch noch unvollständig ist, wird das Gesamtbild bei Annahme der maximalen Leistung der Wirklichkeit am besten entsprechen. Die nicht für Elektrizitätserzeugung verwendeten Wasserkräfte sind nach anderen Angaben auf rund . . . . 60000 „
und die im Bau begriffenen sowie die bereits konzessionierten auf etwa 150000 „
zu schätzen, so dass sich in Summa, wenn man aus der Statistik der Elektrizitätswerke die Zahl der grössten Leistung zugrunde legt . . . 380000 PS_e
ergeben würden.

Es ist interessant, aus der schweizerischen Statistik zu sehen, dass von den insgesamt gezählten 427 Elektrizitätswerken 147 keine eigene Stromerzeugung haben, sondern ihren Strom von den grossen Wasserkraftanlagen beziehen, so dass nur 280 mit eigener Stromerzeugung bleiben. Von diesen haben, wie gesagt, 218 Werke Wasserkraft, und nur 62 werden mit Dampf oder Gas betrieben. Allerdings muss dabei bemerkt werden, dass eine ganze Reihe von Wasserkraftanlagen mehr oder weniger grosse Dampfreserven zur Verfügung halten.

Unter den im Bau begriffenen Wasserkraftanlagen sei die Anlage am Poschiavino bei Brusio mit allein 35000 PS_e besonders hervorgehoben, welche ca. 20000 PS_e über die italienische Grenze an die Società Lombarda per distribuzione di energia elettrica in Mailand zu liefern hat (vergl. Kap. II, 1 u. 2).

Das Gesamtbild der Schweiz stellt sich demnach wie folgt:

Tabelle VI.

Verwendete Wasserkräfte in der Schweiz 1905				
Flächeninhalt in qkm	Verwendete Wasserkräfte in PS_e	Verwendete Wasserkräfte p. qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Verwendete Wasserkräfte in PS_e pro 1000 Einwohner
41 000	380 000	9,27	3 300 000	115,1

Besonders bemerkenswert ist die Entwickelung des Ausbaues von Wasserkräften im Kanton Waadt. Hier sind es die Gemeinde Lausanne und 14 Gesellschaften, welche das ganze Gebiet des Kantons von 3223 qkm Oberfläche derart mit Kraft versorgen, dass fast keine Gemeinde mehr ohne Gelegenheit zum Bezuge von elektrischer Energie für Licht und Kraft ist. Es stehen nicht weniger als 43000 PS_e in ausgebauten Wasserkräften bereits zur Verfügung, von denen mehr als die Hälfte 1905 schon Verwendung gefunden hatte. Dabei ist wohl zu bedenken, dass der Kanton verhältnismässig arm an Grossindustrie ist. Aber die Kleinindustrie und die Landwirtschaft haben sich die Wohltaten der billigen Kraftlieferung in staunenswerter Weise zunutze gemacht. Es kamen 1905 auf einen Quadratkilometer ca. 13,6 verfügbare PS_e, und es wird nicht lange dauern, bis dieselben völlig ausgenützt sind. Am 1. Dezember 1900 betrug die Einwohnerzahl 281379, so dass auf je 1000 Einwohner **155** verfügbare PS_e an elektrischer, durch Wasserkraft erzeugter Energie entfielen.

In **Italien** betrug nach der „Statistica Industriale" Riassunto delle Notizie sulle Condizione Industriali del Regno [29]), herausgegeben von der Direzione Gene-

[29]) Tipografia Nazionale Roma, Via Umbria. 1905.

rale della Statistica des Ministeriums für Landwirtschaft, Industrie und Handel im Jahre 1903 die Gesamtleistung der verwendeten Wasserkräfte 418 248 theoretische PS_e (cavali dinamici), d. h. rund . . . . 314 000 PS_e

an den Turbinenwellen gemessen, wovon

auf Piemont	62 970 PSe	
auf die Lombardei	80 496 „	
auf Venezien	26 705 „	
im ganzen also auf diese 3 Landesteile Oberitaliens entfielen.	170 171 PSe	

Seit der Zeit sind nach Auszählung der grösseren und bekannteren Werke mindestens noch . . . . 75 000 „
hinzugekommen und es sind noch etwa . . . . 75 000 „
im Bau oder doch bereits konzessioniert, so dass sich die Gesamtzahl der bis Ende 1905 verwendeten und im Bau oder Vorbereitung befindlichen Wasserkräfte auf rund . . . . . . 464 000 „
stellt.

Für Italien ergibt sich demnach folgendes Gesamtbild:

Tabelle VI.

Verwendete Wasserkräfte in Italien 1905.

Flächeninhalt in qkm	Verwendete Wasserkräfte in PS_e	Verwendete Wasserkräfte p. qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Verwendete Wasserkräfte in PS_e pro 1000 Einwohner
287 000	464 000	1,7	32 500 000	14,2

Hiervon fallen auf die Lombardei mit den Provinzen: Bergamo, Brescia, Como, Cremona, Mantua, Milano, Pavia und Sondrio ungefähr . . . . 112 000 PS_e.

Die Einwohnerzahl des Landesteiles (Regione) Lombardei beträgt 4 107 851, so dass auf 1000 Einwohner im Jahre 1905 immerhin schon die beträchtliche Zahl von beinahe 28 PS_e in Wasserkraft entfielen.

Nach den „Notizie Statistiche sugli Impianti Elettrici Esistenti in Italia alla Fine del 1898“[30]) des Ministeriums für Landwirtschaft, Industrie und Handel (Roma 1901) betrug am Ende des Jahres 1898 die Gesamtkraft aller für die Erzeugung elektrischer Energie verwendeten Wassermotoren 40 440 Kw oder rund 58 000 PS_e,
wovon auf die Lombardei rund . . . . 23 000 „
entfielen. Die übrigen nicht für Umwandlung in elektrische Energie verwendeten Wasserkräfte sind für Ende 1898 etwa auf 12 000 „
zu schätzen, so dass sich für die Lombardei zusammen . . . 35 000 PS_e
ergeben würden. Es haben sich also in der Lombardei in dem verhältnismässig kurzen Zeitraum von

[30]) Eine neuere Ausgabe war bis zur Drucklegung noch nicht erschienen.

7 Jahren die verwendeten Wasserkräfte in PS_e mehr als verdreifacht.

Für **Deutschland** hat Frauenholz die in den achtziger Jahren des vorigen Jahrhunders ausgenützten Wasserkräfte auf etwa . . . . 170000 PS_e

geschätzt[31]). Diese Zahl erscheint nicht zu hoch gegriffen und soll deshalb mangels einer besseren Unterlage hier zugrunde gelegt werden[32]). Von 1891 an ist der Ausbau von Wasserkräften in ganz überwiegender Weise für die Erzeugung elektrischer Energie durchgeführt, so dass die Statistiken der Vereinigung deutscher Elektrizitätswerke und des Verbandes deutscher Elektrotechniker die beste Auskunft erteilen. Diese Statistiken geben nach dem Stande vom 1. April 1905 das folgende Bild[33]):

Es betrug:

1. in reinen Wasserkraftanlagen die normale Gesamtleistung der Maschinen 15582 Kw oder rund . . . . . . 22500 „

und zwar in 125 Anlagen. Es kommen also im Durchschnitt rund 170 PS_e auf eine Anlage;

2. in gemischten Systemen mit Wasser und Dampf, und zwar das eine oder andere als Reserve, die normale Gesamtleistung 61692 Kw oder rund 88000 PS_e in 219 Anlagen. In der letztgenannten Summe figuriert allein die Wasserkraft Rheinfelden mit 17000 PS_e, so dass verbleiben ohne Rheinfelden 71000 PS_e. Von dieser Zahl ist mindestens die Hälfte . . . 35000 „

auf Wasserkraft zu rechnen. Rheinfelden selbst ist aber nicht mit der ganzen Kraft von 17000 PS_e, sondern nur mit der Hälfte, also mit . . . . 8500 „

in Rechnung zu stellen, weil die Hälfte davon für die schweizerischen Werke mitgezählt ist;

3. in gemischten Systemen mit Wasser und Gas die normale Gesamtleitung 2200 PS_e in 18 Anlagen. Es wird für die Wasserkräfte nicht zu hoch gerechnet sein, wenn man ihren Anteil mit der Hälfte, also zu . . . . 1100 „

in Rechnung setzt. Hiernach ergeben sich für Deutschland im ganzen rund

237100 PS_e

an bereits ausgenützten Pferdestärken.

Nach derselben Statistik sind noch im Bau oder Vorbereitung:

4. in 75 reinen Wasserkraftanlagen (also durchschnittlich 84 PS_e pro Anlage) . . . . 6300 PS_e.

---

31) Intze: „Die bessere Ausnützung der Gewässer und Wasserkräfte". Berlin, Verlag von Julius Springer, 1889.

32) In den Motiven zum bayrischen Wassergesetze vom Februar 1904 wird die Zahl der ausgenützten Wasserkräfte Bayerns allein für die im Staatseigentum befindlichen Flüsse auf 84300 PS_e angegeben.

33) E. T. Z. 1906, Seite 188.

Übertrag: 6300 PS_e

5. in 15 gemischten Werken mit Wasserkraft und Dampf 2700 PS_e, wovon auf Wasser allein etwa die Hälfte mit . . 1350 „ zu rechnen ist.

6. in 6 gemischten Werken mit Wasser und Gas von zusammen rund 900 PS_e, wovon auf Wasser . . . . 450 „ zu rechnen sind. Hierzu kommen

7. die neuen Wasserkraftanlagen an der Isar der Stadt München mit[34]) . . . . 4200 „

8. Die beiden Talsperren der Provinz Schlesien bei Marklissa und Mauer mit . . . . 6000 „

9. Die Talsperren an der Wupper und ihren Nebenflüssen und an der Ruhr und ihren Nebenflüssen mit rund . 4000 „

10. Die Wasserkräfte der Ruhrtalsperren-Gesellschaft in Heimbach a. d. R.[35]) mit zusammen . . . . 10000 „

11. Schliesslich kommt noch hinzu die von den Felten & Guillaume-Lahmeyer-Werken geplante grosse Anlage bei Laufenburg, deren Bau binnen kurzem beginnen soll. Dieselbe ist in der Statistik mit rund 40000 Kw angegeben, es handelt sich aber im ganzen nur um ca. 50000 PS_e. Da die Hälfte davon auf die Schweiz entfällt, so sollen hier in Ansatz gebracht werden 25000 „

Hiernach ergeben sich für Deutschland als im Ausbau und Vorbereitung befindlich . . . . 57300 PS_e und alles zusammen für ganz Deutschland an bereits verwendeten Wasserkräften **294400 PS_e**.

Für Deutschland ergiebt sich demnach:

Tabelle VII.

Verwendete Wasserkräfte in Deutschland 1905.				
Flächeninhalt in qkm	Verwendete Wasserkräfte in PS_e	Verwendete Wasserkräfte p. qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Verwendete Wasserkräfte in PS_e pro 1000 Einwohner
540 000	294 400	0,54	60 000 000	4,56

In **England** ist der Reichtum an Wasserkräften nicht bedeutend. Immerhin ist die Anzahl der verwendeten PS_e bereits erheblich grösser, als sie Champbell Swinton in der Tabelle Seite 13 angibt. Bemerkenswerte Anlagen in England sind:

Die Anlagen der British-Aluminium-Werke in Foyers Schottland, welche 1904 bereits eine Kraft von 9000 PS_e aus-

34) E. T. Z. 1903, Seite 61.

35) Die grosse Urfttalsperre (vergl. auch die Beschreibung der Urfttalsperre im Kap. II, 34) ist inzwischen in Betrieb genommen, der Ausbau weiterer Wasserkräfte ist in Vorbereitung. In der Statistik ist unter den in Bau begriffenen Werken die Urfttalsperre mit 20000 Kw und ausserdem noch die Ruhrtalsperren-Gesellschaft Heimbach a. d. Roer mit 12800 Kw in Ansatz gebracht, was nur auf einem Irrtum beruhen kann. Die hier zum Vergleich in Betracht kommende Leistung dürfte 10000 PS_e nicht überschreiten.

nützten, dieselbe aber durch Hinzuziehung des Loch Leven auf 17000 PS_e zu bringen beabsichtigen[36]).

Die Anlage der North Wales Electric Power Co., welche ihre Betriebskraft dem Llydaw-See am Snowdon entnimmt. Das Werk war 1904 erst mit 4 Turbineneinheiten à 1000 Kw ausgerüstet, kann aber auf . . . . 8200 „ gebracht werden.

Die Wasserkraftanlage des Scotch Water Power Syndicates, welche sich 8 km nördlich von Tarbèt am Inveruglas Water befindet und ihre Betriebskraft dem Loch Sloy mit . . 6000 „ entnimmt. Diese drei Werke zusammen ergeben bei vollem Ausbau bereits . . . . 31200 „

Wenn auch die Engländer in ihrem europäischen Reiche im Vergleich zu anderen Ländern keine grosse Gelegenheit haben, Wasserkräfte auszubauen, so ist ihnen dafür in ihren Kolonien, namentlich in Kanada und Indien ein um so grösseres Feld der Tätigkeit zur Verfügung gestellt.

In Tabelle VIII sind die Ergebnisse der Tabellen IV—VII noch einmal zusammengestellt.

Tabelle VIII.

Verwendete Wasserkräfte 1905 in PS_e.

Bezeichnung des Landes	im ganzen	pro qkm	pro 1000 Einw.
Deutschland	294 400	0,54	4,56
Frankreich	650 000	1,20	16,7
Italien	464 000	1,70	14,2
Schweiz	380 000	9,27	115,1

Von den übrigen europäischen Staaten fehlen leider genügende Angaben, um einen einigermassen richtigen Überblick zu gewinnen.

Die Haupttätigkeit beim Ausbau von Wasserkräften haben in allen Ländern bis jetzt Privatpersonen und Privatgesellschaften entwickelt.

In **Frankreich** ist die Beteiligung des Staates und der Gemeinden an dem Ausbau von Wasserkräften bis jetzt noch ganz verschwindend.

In **Italien** haben eine Anzahl kleinerer Gemeinden Wasserkräfte selbst ausgebaut, oder ausgebaute Kräfte käuflich übernommen. Neuerdings plant die Stadt Mailand eine grosse Wasserkraftanlage bei Grosola an der Adda in der Valtellina von 40000 PS_e, um in Konkurrenz mit der Società Generale Italiana di Elettricità sistema Edison[37]), welche bisher die Stadt Mailand für den öffentlichen und privaten Bedarf mit elektrischer Energie versorgt, die Stromlieferung zu übernehmen.

Die schon erwähnte Statistik der **Amerikanischen** Elektrizitätswerke für Licht- und Kraftzwecke vom 30. Juni 1902 gibt an, dass von den zur Erzeugung elektrischer

---

36) E. T. Z. 1904, Seite 1098.

37) Die Società Generale erzeugt ihren Strom, abgesehen von mehreren grossen Dampfzentralen in Mailand, hauptsächlich in ihrem Wasserkraftwerk bei Paderno an der Adda.

Energie verwendeten 381134 Wasser-PS_e nur 11218 PS_e, d. h. etwa 3 % auf städtische oder staatliche Werke, 369916 auf private Besitzer entfallen.

In **Deutschland** war am Ende des Jahres 1905 die Zahl der im Betriebe von Gemeinden oder Staat befindlichen Wasserkraftwerke mit Umwandlung in elektrische Energie auf 95 mit zusammen 8800 PS_e oder 3,7 % der Gesamtleistung aller bereits ausgebauten und 13,1 % der elektrisch betriebenen Werke angewachsen. Wenn die im Bau und Vorbereitung befindlichen Anlagen hinzugerechnet werden, verschiebt sich das Verhältnis noch etwas zugunsten der gemeindlichen und staatlichen Werke.

In der **Schweiz** sind von den gesamten 218 Elektrizitätswerken mit eigener Krafterzeugung durch Wasser mit rund 170000 PS_e, 30 mit rund 30000 PS_e, d. h. rund 17 % von den Gemeinden erstellt oder durch diese von den früheren Konzessionsinhabern käuflich erworben worden. Der Rest aber ist auf private Initiative zurückzuführen und wird von Privaten betrieben. Unter den gemeindlichen Anlagen mit Wasserkraft nimmt diejenige der Stadt Genf mit 18600 PS_e zurzeit noch den ersten Platz ein, dann folgen St. Maurice-Lausanne mit 5240 PS_e [38]) und andere.

Wie in Amerika, so sind es auch in Europa besonders die grossen Elektrizitäts-Gesellschaften gewesen, welche den kräftigsten Antrieb zum Ausbau von Wasserkräften entwickelt haben. Die Erfahrung im eigenen Lande und das Bedürfnis nach Ausdehnung des Absatzgebietes für ihre Fabrikate boten ihnen den Anlass, auch im Auslande den Ausbau grösserer Werke in die Hand zu nehmen [39]).

---

38) Das Werk kann auf 14000 PSe ausgebaut werden.

39) So wurde beispielsweise von der grössten amerikanischen Elektrizitätsgesellschaft der General-Electric-Company am Rimac-Flusse in Peru für die Versorgung der Hauptstadt Lima eine grössere Wasserkraft ausgebaut.

Im Hochgebirge des Himalaja in Kaschmir ist es dieselbe Gesellschaft, welche in Verbindung mit der Abner Doble Co. in San Franzisco die Gefälle des Dschihlam, eines Nebenflusses des Indus, ausnützt, um 20000 PS_e zu gewinnen und neben anderen Verwendungszwecken die Hauptstadt Srinagar mit Licht und Kraft zu versorgen. (Z. d. V. d. I. 1906, Seite 67.)

In Italien haben bei mehreren der frühesten und jetzt noch grössten Werke amerikanische, deutsche, österreichisch-ungarische und schweizerische grosse Elektrizitäts-Gesellschaften durch Übernahme des finanziellen Risikos den Hauptanstoss gegeben und dadurch zu dem sehr bemerkenswerten Aufschwunge der italienischen Industrie der letzten Jahrzehnte beigetragen. So z. B. wurde schon im Jahre 1898 die erste grosse Wasserkraftübertragung mittelst Wechselstrom auf 25 km von Tivoli nach Rom von der Firma Ganz & Co. in Budapest erbaut. Das bereits kurz erwähnte grosse Werk an der Adda bei Paderno ist mit Hilfe der amerikanischen Edison-Electric-Co. ins Leben gerufen. Die Anlagen der Società Lombarda per Distribuzione di Energia Elettrica am Tessin bei Vizzola und Turbigo (vergl. Kap. II, 1 u. 2), die Anlage der Società Bergamaska am Brembo bei Bergamo (vergl. Kap. II, 3), die Anlage Pont St. Martin im Aostatale an der Dora Baltea (vergl. Kap. II, 7) verdanken zum grossen Teil dem Unternehmungsgeist der Nürnberger Gesellschaften: E. A. vorm. Schuckert & Co. und der Continentalen Gesellschaft für elektrische Unternehmungen ihre Entstehung.

Bei den Anlagen Funghera an der Stura (vergl. Kap. II, 4), Ala Ceres an der Stura (vergl. Kap. II, 5) und mehreren anderen Werken, welche für die Versorgung von Turin mit elektrischer Energie dienen, war es die Elektrizitäts-Gesellschaft Siemens & Halske in Berlin, welche den Hauptanstoss gab. Zum Ausbau einer grossen Anlage in der Nähe von Susa (Piemont) ergriff die mit der schweizerischen Elektrizitäts-Gesellschaft Brown Boveri & Co. eng liierte Aktiengesellschaft „Motor" die Initiative und nahm das finanzielle Risiko auf sich. Es muss aber hervorgehoben werden, dass die Vorarbeiten, die Ausarbeitung des wasserbaulichen Teiles der Projekte und die Ausführung in Italien in den meisten Fällen auch dann, wenn ausländische Gesellschaften die geschäftliche Führung hatten, von italienischen Ingenieuren gemacht worden sind, da deren Geschicklichkeit und Erfahrung gerade im Ausbau von Wasserkräften den Vergleich mit denjenigen der Ingenieure anderer Nationen keineswegs zu scheuen braucht.

Die Schweiz verdankt der Initiative der bereits erwähnten Aktiengesellschaft „Motor" u. a. die grossen Werke bei Spiez (Kanderwerk), Beznau und bei Hagneck (vergl. Beschreibungen Kap. II, 13, 14

Neben den Elektrizitäts-Gesellschaften ist es in erster Linie die chemische Industrie, welche zahlreiche Wasserkraftanlagen ins Leben gerufen hat, und zwar besonders für die Herstellung von Aluminium, Kalziumkarbid, Chlorkalk, Soda und ganz neuerdings zur Gewinnung von Stickstoff aus der atmosphärischen Luft.

Der Ausbau von Wasserkräften macht die vorhandene Industrie durch Verringerung der Betriebskosten konkurrenzfähiger, ruft aber auch ganz neue Industrien ins Leben. Der Bedarf an Kraft beschränkt sich daher für eine Gegend nicht auf den Ersatz der bisherigen teureren Antriebsmaschinen, sondern das Angebot billiger Kraft gibt die Anregung zur Erweiterung der vorhandenen Betriebe und zur Errichtung ganz neuer Betriebsstätten.

In dem bereits erwähnten Compte rendu für 1903 der Handelskammer von Lyon ist mitgeteilt, dass sich die dort aufgeführten grösseren Anlagen in Süd- und Ostfrankreich mit einer Gesamtleistung von 202041 PS_e auf die einzelnen Industrien, wie folgt, verteilen:

1.	Aluminium-Industrie	18100 PS_e,
2.	Metallurgische Industrie	22500 „
3.	Chlorkalk und Pottasche-Industrie	15500 „
4.	Kalziumkarbid-Industrie	19310 „
5.	Soda- und Chlor-Industrie	13500 „
6.	Verteilung von Licht und Kraft	81681 „
7.	Verschiedene Industrien	31450 „
		202041 PS_e.

Hierunter sind die Aluminium- und die Kalziumkarbid-Industrie ganz neu und erst durch die billige Wasserkraft möglich gemacht. Aber auch die ad 2, 3 und 5

---

und 19). Von ausländischen Gesellschaften, welche auf dem hier interessierenden Gebiet in der Schweiz eine grössere Tätigkeit entwickelt haben, sei z. B. die E. A. G. vorm. W. Lahmeyer & Co. in Frankfurt a. M. genannt, welche die Anlage Wangen a. d. Aare (vergl. Kap. II, 12) und das sogenannte Kubelwerk bei St. Gallen (vergl. Kap. II, 11) errichtete.

In Norwegen wurden zwei grosse Werke am Glommen bei Hafslund (Kap. II, 20) und bei Kykkelsrud (Kap. II, 21) von der E. A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg erbaut.

In Deutschland ist das grösste bestehende Werk bei Rheinfelden (Kap. II, 33) von der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft ins Leben gerufen und das Werk bei Laufenburg a. Rh., welches zukünftig das grösste in Deutschland sein wird, verdankt seine Entstehung der Initiative der Felten & Guillaume-Lahmeyer-Werke.

Von grösseren ausländischen Wasserkraftanlagen, welche auf deutsche Tatkraft zurückzuführen sind, mögen noch genannt werden: Diejenige in der Nähe von Valparaiso, welche die Bäche des Penelas und Las Varos, sowie den Penelassee ausnützt, um ca. 3000 PS_e zu gewinnen und für den Betrieb der elektrischen Strassenbahn in Valparaiso und die Licht- und Kraftverteilung in dieser Stadt nutzbar zu machen. Das Werk verdankt seine Entstehung dem vereinigten Vorgehen der Siemens-Schuckert-Werke und der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft in Berlin.

Die E. A. G. vorm. W. Lahmeyer & Co. baute in Rumänien bei Sinaja ein grosses Kraftwerk, wobei sie Kraft des Prahovaflusses ausnützt.

In Spanien sind eine ganze Reihe Wasserkraftanlagen ausgeführt, bei denen deutsche Gesellschaften mitgewirkt haben, so z. B. die Kraftanlage bei Flix am Ebro, welche zur Fabrikation von Soda und Chlorkalk gemeinsam von der Kontinentalen Gesellschaft für elektrische Unternehmungen in Nürnberg und der Chemischen Fabrik Electron, Griesheim, gebaut worden ist.

Die Siemens-Schuckert-Werke errichteten ein grosses Werk in Guatemala in Zentral-Amerika am Ausfluss des Amatitlan-Sees und in Verbindung mit der amerikanischen Mexican Light and Power Co. in New York die gewaltige Anlage an den Necaxa- und Tenango-Fällen, in welchen 30000 PS_e gewonnen werden sollen, um sie in Form von elektrischer Energie nach der Hauptstadt Mexiko zu leiten.

genannten Kräfte dürften im wesentlichen für ganz neu angelegte Werke Verwendung gefunden haben. Inwieweit die Verwendung der Wasserkräfte auf die Erweiterung bestehender Arbeitsstätten für andere Industriezweige eingewirkt hat, lässt sich zahlengemäss nicht feststellen, aber erfahrungsgemäss ist diese Einwirkung sehr bedeutend.

In Deutschland ist das sprechendste Beispiel die Anlage Rheinfelden, wo am rechten badischen Rheinufer gegenüber der alten schweizerischen Stadt Rheinfelden in wenig Jahren eine ganz neue Industrie-Stadt entstanden ist.

Unerwähnt soll hier aber nicht bleiben, dass an manchen Stellen beim Ausbau von Wasserkräften, namentlich in den letzten Jahren des vorigen Jahrhunderts, eine gewisse Überstürzung eintrat, welche dadurch zum Ausdruck kam, dass man erheblich mehr Energie zur Verfügung stellte, als die betreffende Gegend zu verwenden in der Lage war. Besonders sind um die genannte Zeit für die chemischen Industrien (Kalziumkarbid, Soda, Chlor und Pottasche) in Frankreich, in der Schweiz, Italien, Spanien und Norwegen soviel neue Anlagen geschaffen worden, dass sie ein Vielfaches von dem herstellen konnten, was der Weltmarkt aufzunehmen imstande war. Infolgedessen sind eine ganze Reihe von Anlagen zeitweise notleidend gewesen. Inzwischen hat sich aber allmählich durch das Anwachsen des Bedarfes ein Ausgleich hergestellt.

Unerwähnt soll ferner nicht bleiben, dass in manchen Fällen der Ausbau von Wasserkräften insofern Enttäuschungen bereitet hat, als die Anlagekosten den Anschlag sehr erheblich überschritten haben und mitunter die Wirklichkeit sich bezüglich der verfügbaren Kraft ungünstiger gestaltet hat, als die voraufgegangenen Ermittelungen annehmen liessen. In solchen Fällen lag die Ursache der Enttäuschungen immer in der mangelhaften Sorgfalt, mit welcher die Vorarbeiten aufgestellt waren.

Das wachsende und immer allgemeiner werdende Interesse an der Verwendung der Wasserkräfte, das Bedürfnis zum Austausch der gemachten Erfahrungen, die Notwendigkeit, die gesetzlichen Bestimmungen den neuen Verhältnissen anzupassen und der Wunsch der interessierten Kreise, den Regierungen und den gesetzgebenden Körperschaften aus der Praxis heraus die Bedürfnisse der Industrien, welche sich der Wasserkraft bedienen, nach gemeinschaftlicher Beratung mitzuteilen, und so die Gesetzgebung vor Missgriffen zu bewahren, haben zunächst in Frankreich zur Bildung eines Syndikates[40]) von Eigentümern und Industriellen, welche Wasserkräfte ausnützen und betreiben, geführt. Dieses Syndikat hat im September 1902 in Grenoble einen sehr stark besuchten Kongress veranstaltet, an welchem hervorragende Ingenieure und Industrielle, sowie Deputierte und hohe und höchste Staatsbeamte teilgenommen haben. Auf diesem Kongress sind eine Reihe interessanter technischer, wirtschaftlicher und gesetzgeberischer Fragen, welche den Ausbau und Betrieb von Wasserkräften betreffen, besprochen worden. Der Industrielle Aristide Bergès in Lancey (Dauphiné), welcher selbst als einer der ersten eine grosse Wasserkraft für seine Fabrik ausnützte und für die Erkenntnis des Wertes der Wasserkräfte in Wort und Schrift tätig gewesen ist, hat diesem Kongress den Namen „Congrès de la Houille Blanche“ gegeben, und diese Bezeichnung „weisse Kohle“ für Wasserkraft hat sich in Frankreich eingebürgert. Bei Gelegenheit dieses Kongresses ist den Teilnehmern auch die Besichtigung zahlreicher ausgeführter Anlagen in Frankreich und in der Schweiz vermittelt. Alle Vorträge sind in 2 grossen Bänden von dem genannten Syndikat veröffentlicht.

---

[40]) Syndicat des Propriétaires et Industriels Possédant ou Exploitant des Forces Motrices Hydrauliques. Siège Grenoble.

Auch in Deutschland macht sich aus denselben Gründen das Bedürfnis nach einer Vereinigung aller an dem Ausbau von Wasserkräften interessierten Kreise geltend, und es ist bereits eine ähnliche Vereinigung in der Bildung begriffen[41]).

Ähnliche Bestrebungen sind auch in Österreich, in der Schweiz und in Italien bemerkbar.

Es wäre wohl zu wünschen, dass es recht bald in verschiedenen Ländern zu derartigen Vereinigungen kommen würde, aber man muss noch weitergehen und anstreben, dass die Wasserkraftbesitzer und Wasserkraftingenieure sich von Zeit zu Zeit zu internationalen Kongressen nach dem Vorbilde anderer Interessengruppen vereinigen. Eine Reihe einschlägiger wichtiger Fragen kann überhaupt nur im Wege internationaler Verständigung gelöst werden und andererseits kann der mündliche Austausch der Erfahrungen nur fördernd auf die Entwickelung dieses für alle Völker wichtigen Arbeitsgebietes einwirken.

Zum Schlusse des geschichtlichen Überblickes mögen noch einige hervorragende Bau-Ingenieure genannt werden, welche sich um den Ausbau von Wasserkräften besondere Verdienste erworben haben.

In **Deutschland** ragt vor allen anderen Dr.-Ing. Otto Intze hervor[42]). Unermüdlich hat dieser Mann seit den achtziger Jahren darauf hingewiesen und durch Projekte begründet, wie durch die Errichtung von Talsperren nicht allein die Millionenwerte verschlingenden Hochwasserschäden vermieden werden könnten, sondern wie zu gleicher Zeit die Versorgung in der Nähe liegender Städte mit gutem Trinkwasser gefördert, der Landesmelioration die grössten Dienste erwiesen und schliesslich Kraft für gewerbliche Zwecke gewonnen werden könne. Selten aber ist einem Ingenieur ein so grosser Erfolg als Frucht seiner Arbeit beschieden gewesen. Es war ihm vergönnt, in dem verhältnismässig kurzen Zeitraum von 1889—1903 allein in Deutschland 19 grosse Talsperren mit über 100 000 000 cbm Stauinhalt zu bauen. Von diesen liegen:

Im Wuppergebiet: 7,
im Ruhrgebiet: 9,
in Schlesien: 2,
im Roergebiet: 1.

Letztere, die Urfttalsperre bei Gemünd in der Eifel (vergl. Kap. II, 34), gehört mit 45 000 000 cbm Stauinhalt zu den grössten Anlagen in Europa. Für zahlreiche andere Anlagen im In- und Auslande waren von Intze bereits die Projekte aufgestellt, als ihn der Tod nur allzu früh abrief.

In der **Schweiz** sind besonders 3 Ingenieure beim Ausbau von Wasserkräften hervorgetreten:

Der Ingenieur M. Th. Turrettini in Genf hat die grossen Wasserkraftanlagen der Stadt Genf an der Rhone geschaffen und sich damit ein unvergängliches Denkmal gesetzt. Er hat aber auch ausserdem an verschiedenen anderen Wasserkraftanlagen der Schweiz und des Auslandes als beratender Ingenieur mitgewirkt. Die von ihm über die Anlage der Stadt Genf veröffentlichte Schrift führt die Bezeichnung: „Usine de Chèvres“, Notice historique et descriptive des traveaux exécutés par la ville de Genève 1893—99[43]).

---

[41]) Bayr. Handelszeitung, 4. Nov. 1905, Seite 641; E. T. Z. 1906, Seite 32.

[42]) Gestorben am 28. Dezember 1904 in Aachen.

[43]) Genf, George & Cie. Editeurs.

Der Ingenieur Professor M. A. Palaz in Lausanne hat unter anderen die Entwürfe für das Kraftwerk der Stadt Lausanne bei St. Maurice (vergl. Kap. II, 16) und für die Anlage der Compagnie Vaudoise des Forces Motrices des Lacs de Joux et de l'Orbe (vergl. Kap. II, 17) gemacht und die Anlagen ausgeführt. Er war ausserdem an zahlreichen anderen hydrotechnischen Arbeiten der Schweiz und des Auslandes beteiligt.

Der Ingenieur Conrad Zschokke[44]) in Aarau machte unter anderen die ersten Entwürfe für die Wasserkraftanlage Rheinfelden. Er war gleichfalls an zahlreichen Wasserkraftanlagen der Schweiz und des Auslandes als beratender oder leitender Ingenieur tätig. Sein grösstes Verdienst ist aber die Ausbildung der Druckluftgründungen, welche bei Wasserkraftanlagen oft eine so wichtige Rolle spielen und nicht selten eine technisch einwandsfreie und wirtschaftlich vertretbare Ausführung überhaupt erst ermöglichen. Von den in diesem Bande beschriebenen Wasserkraftanlagen hat er die Druckluftgründungen bei Hagneck, Wangen, Beznau, Chèvres und Rheinfelden ausgeführt. Conrad Zschokke ist gegenwärtig in der Kunst der Druckluftgründungen in Europa unbestritten die erste Autorität.

Von den **italienischen** Ingenieuren verdienen zwei Männer insofern besondere Erwähnung, als sie die ersten gewesen sind, welche mit gross angelegten Wasserkraftprojekten an die Öffentlichkeit getreten sind und ihren Ideen auch die Verwirklichung schaffen konnten. Zunächst der Ingenieur Enrico Carli[45]), welcher bereits im Jahre 1888 ein Projekt für die grosse Wasserkraft-Anlage an der Adda bei Paderno aufgestellt und später auch das endgültige, im Jahre 1895 durch königliches Dekret genehmigte und dann von der Edison-Gesellschaft zur Versorgung von Mailand ausgeführte Projekt in allen Einzelheiten bearbeitet hat.

Ferner der Ingenieur Cesare Cipoletti, welcher in seiner Schrift „Delle Forze Idrauliche che possono crearsi nell' Alto Milanese" im Jahre 1887 zuerst die Idee ausgesprochen und begründet hat, die wegen des Canale Villoresi im Tessin geschaffene Wehranlage zur Gewinnung einer grossen Wasserkraft von 30000 PS_e zu benutzen. Seine Idee ist später durch die Anlage bei Vizzola (vergl. Kap. II, 1), wenn auch in etwas veränderter Gestalt zur Ausführung gekommen.

Unter den **französischen** Ingenieuren ist M. A. Gotteland[46]) auch im Auslande dadurch bekannter geworden, dass er das definitive Projekt der Wasserkraftanlage der Société Lyonnaise des Forces Motrices du Rhône (vergl. Kap. II, 24) verfasst und die Ausführung geleitet hat. Diese Anlage, deren Vorgeschichte in die achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts zurückreicht, ist, zwar nicht was die Kraftleistung, wohl aber was den Umfang und die Schwierigkeit der Arbeiten betrifft, unstreitig die z. Z. interessanteste und grossartigste in Frankreich.

Literaturangabe zu Kapitel I, § 1.

Ainsworth, Researches in Assyria, Babylonia and Chaldaea, forming part of the Euphratus Expedition. London 1838.

Hirt, Die Geschichte der Baukunst bei den Alten.

44) Conrad Zschokke hat im ersten Teil des Handbuches der Ingenieurwissenschaften das Kapitel „Die Druckluftgründungen" bearbeitet.

45) Inzwischen verstorben.

46) Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Chambéry. Sein Mitarbeiter und später sein Nachfolger war der Ingenieur René Chauvin, welcher eine glänzende Veröffentlichung der Gesamtanlage veranstaltet hat. Die Idee und der erste Entwurf der Gesamtanlage stammt von dem Ingénieur civil M. J. Raclet in Lyon.

O. Intze, Die bessere Ausnützung der Gewässer und Wasserkräfte. Berlin 1889.
Congrès de la Houille Blanche, Compte rendu des travaux du congrès, des visites industrielles et des excursions, 2. Volumes. Grenoble 1902.
Le Commandant Audebrand, La Houille Blanche. Grenoble 1905.
M. G. Semenza, Les Installations Hydro-Electriques de la Haute Italie, extrait des mémoires de la société des ingénieurs civils de France. Paris 1905.
Notizie statistiche sugli impianti elettrici esistenti in Italia alla fine del 1898 e cenni sulle industrie elettriche in Italia, a tutto il 1900. Roma 1901.
Eyth, Das Agrikultur-Maschinenwesen in Ägypten. — Das Wasser im alten und neuen Agypten.
Reuleaux, Über das Wasser in seiner Bedeutung für die Völkerwohlfahrt.
Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, I. Bd.
Plath, Über Feldwege, Bewässerungskanäle und Dämme in Alt-China (Abhandlungen der Kgl. Bayr. Akademie der Wissenschaften, München 1865. Bd. 10).
v. Richthofen, China.
Gandar, Le canal impérial China.
Bewässerung in Turkestan (Wochenschrift des österreichischen Architekten- und Ingenieur-Vereins 1887).
Glaser, Reise nach Marib. März, April 1888 (Allgemeine Zeitung 1888, 21. Oktober (Beilage) und 22. Oktober).
Durand-Clay, Le desséchement du Lac Copais.
Curtius, Die Deichbauten der Minyer (Sitzungsbericht der Berliner Akademie der Wissenschaften. Philos.-hist. Klasse, Bd. 55).
Hommel, Geschichte Babylons und Assyriens.
Curt Merckel, Die Ingenieurtechnik im Altertum. Berlin 1899.
Moritz Rühlmann, Die horizontalen Wasserräder. Chemnitz 1840.
Theodor Beck, Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues. Berlin.
Wilhelm Müller, Die Francisturbinen und die Entwickelung des modernen Turbinenbaues. Hannover 1901.
Statistik über die Starkstrom-Anlagen des Schweizerischen elektrotechnischen Vereins und des Verbandes schweizerischer Elektrotechniker, Elektrotechnische Zeitschrift 1906, Seite 188.

---

§ 2. Die Lage der Gesetzgebung für Wasserkraftanlagen und für elektrische Starkstromanlagen in verschiedenen Ländern.

Wenn ein Ingenieur das Projekt für eine Wasserkraftanlage aufstellen soll, so muss er über die in Betracht kommenden gesetzlichen Bestimmungen soweit unterrichtet sein, dass er wenigstens in grossen Zügen übersehen kann, welche Schranken das Gesetz seinem Vorhaben zieht, wo es Erleichterungen bietet, welche formellen Schritte er zur Erreichung seines Zweckes zu tun hat und welcher Aufklärung er von rechtskundiger Seite bedarf.

In neuerer Zeit hat infolge des verallgemeinerten Interesses für den Ausbau von Wasserkräften das Wasserrecht, soweit es sich auf die Wasserkraftanlagen bezieht, in verschiedenen Ländern bereits eine neue Regelung gefunden, teils ist seine Modernisierung noch im Flusse. Der Ingenieur ist aber berufen, an der Ausgestaltung dieser Gesetzgebung mitzuwirken.

Es scheinen deshalb in diesem Handbuche einige einschlägige Mitteilungen und Betrachtungen am Platze.

A. Die Lage der Gesetzgebung für Wasserkraftanlagen.

I. Allgemeine Gesichtspunkte.

1. Die Frage des Eigentums an dem Bette der Gewässer.

Das Wasserrecht fast aller westeuropäischen Staaten unterscheidet öffentliche und private (nicht öffentliche) Gewässer. Hierbei sind diejenigen Gewässer, welche als öffentliche anzusehen sind, entweder, wie z. B. in Sachsen, einzeln namhaft gemacht, oder man hat besondere Kennzeichen für die eine oder die andere Gattung aufgestellt, wonach im Einzelfalle entschieden werden kann, ob das Gewässer zu den öffentlichen oder zu den privaten gehört. In den meisten Ländern ist der letztere Weg gewählt. Hierbei sind als öffentliche Gewässer bezeichnet, entweder, dem römischen Rechte folgend, alle ständig fliessenden Gewässer: Ströme, Flüsse, Bäche und Seen mit einem offenen Abfluss (z. B. Italien, Österreich, Württemberg, verschiedene Kantone der Schweiz), oder, der deutschrechtlichen Auffassung folgend, alle schiff- und flössbaren Flüsse und die grösseren Seen, welche einen offenen Abfluss haben (z. B. Preussen, Bayern, Baden, Frankreich, verschiedene Kantone der Schweiz).

Die römisch rechtliche Auffassung lässt als Privatgewässer nur ganz geringfügige, nicht ständig fliessende Bäche, Quellen und geschlossene Teiche etc. übrig, welche für unsere Zwecke kaum in Frage kommen, während in den nach deutschrechtlicher Auffassung zu den Privatflüssen gehörenden Gewässern ein grosser Reichtum an Wasserkraft enthalten ist.

Das Eigentum an dem Bette der öffentlichen Gewässer gehört dem Staate als dem Vertreter der Allgemeinheit, und zwar zwischen den Uferlinien. Der Begriff der Uferlinien ist meistens sehr schwankend, weil dieselben durch den Fluss selbst verändert werden. Die Gesetze enthalten daher in der Regel Bestimmungen über das Besitzrecht von Anlandungen am Ufer und über die Folgen von Uferabbrüchen, Inselbildungen etc.

An den Privatflüssen ist meistens das Eigentum bis zur Mitte den einzelnen Anliegern zugestanden, so dass das Flussbett selbst bis zur Mitte zum anliegenden Grundstücke gehört, oder aber das Eigentum ist der Gemeinde überwiesen, in deren Gemarkung das Flussbett liegt (Baden, Kanton Graubünden).

2. Das Nutzungsrecht am Wasser.

Es wird meistens unterschieden zwischen

a) dem Gemeingebrauch, d. i.: Schöpfen mit Handgefässen, Trinken, Tränken, Baden, Schwimmen, Schwemmen, Waschen, Spülen, Rudern, Eislaufen, Schiffahrt, Flössen etc., und
b) den besonderen Nutzungsrechten.

An den öffentlichen Gewässern steht der Gemeingebrauch jedem unentgeltlich und ohne besondere Erlaubnis zu, sofern nicht Vorrichtungen des Staates in Frage kommen, durch welche der Gemeingebrauch erleichtert wird, wie z. B. Schleusen für die Schiffahrt etc.

Durch polizeiliche und sonstige Verordnungen ist der Gemeingebrauch geregelt, um Missbräuchen zu wehren und die Gleichheit des Rechtes zu wahren.

Alle übrigen Nutzungsrechte an den öffentlichen Flüssen sind dem Staate vorbe-

halten, und er allein kann solche Rechte an einzelne physische oder juristische Personen übertragen.

An den Privatflüssen ist der Gemeingebrauch meistens gleichfalls jedermann gestattet, sofern die Zugänglichkeit zu dem Flusse entweder durch öffentliche Strassen oder über herrenlose Grundstücke oder auf andere Weise gegeben ist, ohne Privatrechte zu verletzen. Schiffahrt und Flösserei kommen der Natur der Privatflüsse nach unter dem Begriff „Gemeingebrauch“ nicht in Frage. Alle übrigen Nutzungsrechte sind meistens den Anliegern überlassen, und zwar entfallen sie auf die Anlieger der beiden Ufer je zur Hälfte. Wo an Stelle der einzelnen Anlieger die Gemeinde tritt, wie z. B. in Baden, verfügt diese im gleichen Sinne über die besonderen Nutzungsrechte.

Das Nutzungsrecht schliesst kein Eigentumsrecht an dem Wasser in sich, sondern es ist für den einzelnen Anlieger beschränkt durch die Rücksicht auf die Mitanlieger oberhalb und unterhalb seines Grundstückes.

Da durch die Vernachlässigung eines Privatflusses oder durch Veränderung desselben nachteilige Folgen nicht allein in privatrechtlicher, sondern auch in öffentlich rechtlicher Beziehung entstehen können, sofern durch solche Vernachlässigungen oder Veränderungen auch die Zustände in den öffentlichen Wasserläufen beeinflusst werden, ist in der Regel dem Staate die Befugnis eingeräumt, die Anlieger an Privatflüssen im Verordnungswege zu gewissen Leistungen anzuhalten, welche auf die Unterhaltung der Ufer, die Freihaltung und Räumung des Flussbettes Bezug haben. Es steht ausserdem dem Staate allgemein das Recht zu, im Verkehrs-, Gewerbe- und Gesundheitsinteresse polizeiliche Verordnungen zu erlassen und den Anliegern Beschränkungen ihrer Nutzungsrechte aufzulegen, ebenso im Interesse der allgemeinen Landeskultur, der Fischerei und der Abwendung von Hochwassergefahren.

3. Konzessionswesen.

An öffentlichen Flüssen kann, wie bereits erwähnt, nur der Staat im Wege der Verleihung Nutzungsrechte vergeben, und es steht ihm selbstverständlich auch das Recht zu, bei der Genehmigung der baulichen Anlagen Vorschriften zu machen, welche im Interesse des Allgemeinwohls und zum Schutze privater Interessen, soweit sie übersehbar sind, notwendig und zweckmässig erscheinen.

Die Konzessionen werden entweder durch die Verwaltungsbehörden direkt oder im Wege der Spezialgesetzgebung erteilt. In der Regel sind die Konzessionen an öffentlichen Flüssen entweder nur auf Widerruf gegeben oder zeitlich beschränkt, und der Staat hat es in der Hand, besondere Bedingungen, wie Heimfallsrecht, Rückkaufsrecht, Mitbenutzungsrecht, Kraftlieferung etc. aufzuerlegen und eventuell ein Entgelt für die teilweise Überlassung seiner, einen Gewinn versprechenden Nutzungsrechte zu verlangen.

An den Privatflüssen handelt es sich nicht mehr um Verleihung von Nutzungsrechten, welche dem Staate gehören, sondern nur noch um obrigkeitliche Genehmigung, damit alle Vorschriften zum Schutze privater Interessen und zur Wahrung der Interessen des Gemeinwohles getroffen werden können. Die sogenannte Konzession des Staates kann daher bei Privatflüssen im allgemeinen keine zeitliche Beschränkung vorsehen, auch keine besonderen Bedingungen in bezug auf Heimfallsrecht, Rückkaufsrecht, Kraftabgabe, einmalige oder dauernde Abgaben an den Staat etc. auferlegen. Dagegen können natürlich diesbezügliche Abmachungen privatrechtlich zwischen dem Unternehmer einerseits und den einzelnen Nutzungsberechtigten, oder den Genossenschaften derselben oder den Gemeinden andrerseits getroffen werden.

Im Laufe der Jahre sind unter der Herrschaft des älteren Rechtes viele Nutzungsanlagen ohne ausdrückliche Genehmigung entstanden und durch Gewohnheit rechtsgültig geworden, ohne dass der Umfang des Rechtes feststeht. Auch sind an öffentlichen Flüssen Verleihungen (Regale) erfolgt, ohne dass dieselben beurkundet oder mit genügender Klarheit umschrieben sind. Oft steht auch nicht mal das Eigentumsrecht an dem Uferterrain ausser Zweifel.

So herrschte denn und herrscht noch heute vielfach über die Eigentums- und Nutzungsrechte an den Flüssen und namentlich an den Privatflüssen grosse Unklarheit, wodurch der Ausbau von Wasserkräften erschwert wird.

4. Weitere Entwickelung des Wasserrechts.

Als in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts mit der Erfindung der besseren Wasserkraftmaschinen das Wassermühlen-Gewerbe einen grösseren Umfang annahm, sind in manchen Ländern besondere Mühlenrechte entstanden.

Später hat das Wasserrecht eine weitere Entwickelung erfahren, soweit die Nutzung des Wassers für landwirtschaftliche Zwecke und für die Wasserversorgung von Ortschaften, sowie der Schutz des Gemeinwohles durch Verhütung von Verunreinigungen der Flussläufe, durch Pflege der Fischerei, Abwendung von Hochwassergefahren etc. in Frage kamen.

In der Mitte des vorigen Jahrhunderts sind in vielen Ländern Gesetze entstanden, welche die bessere Verwertung des Wassers für landwirtschaftliche Zwecke, sowie für Wasserversorgung durch Bildung von freien und Zwangsgenossenschaften erleichtert haben. Die Entwickelung des Wasserrechtes in besonderer Rücksicht auf die industrielle Ausnützung des Wassers im grossen Stil hat aber bis in die neuere Zeit fast überall geruht. Erst der grosse Aufschwung, welchen der Ausbau von Wasserkräften genommen hat, machte das Bedürfnis nach Neuregelung des Wasserrechtes gerade in dieser Beziehung fühlbar, und es mögen im nachstehenden kurz die Hauptpunkte herausgehoben werden, welche sich aus den an die Öffentlichkeit gelangten Bestrebungen nach Modernisierung des Wasserrechtes erkennen lassen.

Fast in allen westeuropäischen Ländern lassen sich drei Richtungen unterscheiden.

1. Diejenige Richtung, welche davon ausgeht, dass durch den Ausbau von Wasserkräften, und zwar um so mehr, je reicher das Land an solchen ist, eine wesentliche Verbesserung der wirtschaftlichen Lage des Landes herbeigeführt werden kann, und dass der Vorteil für das Nationalvermögen und das Gemeinwohl des Landes um so grösser ist, je schneller der Ausbau erfolgt. Sie stellt sich auf den Standpunkt, dass, da der Staat zu jeder Zeit in der Lage ist, wenn seine Interessen es erheischen, sich im Wege der Zwangsenteignung gegen angemessene Entschädigung in den Besitz auch der ausgebauten Wasserkräfte zu setzen, es für die Allgemeinheit am besten ist, wenn der privaten Unternehmung die Wege zum Ausbau von Wasserkräften soweit wie irgend möglich, geebnet werden. Da die Wasserkräfte ein totes und nutzloses Kapital bilden, solange sie nicht nutzbringend verwendet sind, die Privatunternehmung aber erfahrungsgemäss am geeignetsten ist, die Nutzbarmachung schnell und im grossen Massstabe durchzuführen, so will sie dem Staate und den anderen öffentlichen Körperschaften nur Vorzugsrechte einräumen, sofern und insoweit schon vorhandene Bedürfnisse durch den Ausbau von Wasserkräften befriedigt werden sollen. Sie will aber nicht, dass die Privatinitiative dadurch beschränkt wird, dass die Wasserkräfte für Bedürfnisse der Öffentlichkeit, welche später vielleicht eintreten könnten, zurzeit aber

noch nicht greifbar sind, aufbewahrt werden. Sie will, dass alte verbriefte oder durch Gewohnheit entstandene Privateigentums- und Nutzungsrechte überall geachtet und geschont werden, und dass die rechtliche Auffassung der alten Gesetze über öffentliche und private Flüsse zugunsten des Staates nur soweit Einschränkungen erfahre, als es das Gemeinwohl schon gegenwärtig notwendig macht.

2. Die andere Richtung erachtet das Wasser aller Flüsse und Seen seiner Natur nach als Gemeingut. Sie wünscht die möglichste Erweiterung der Rechte des Staates und die Beschränkung der Privatrechte. Sie will, dass Konzessionen nur auf Zeit gegeben werden, dass möglichst überall ein Heimfalls- oder Rückkaufsrecht gesetzlich festgelegt und dass dem Staate mehr oder weniger grosse Gewinnanteile an den Wasserkraftanlagen in Form von Wasserzinsen, einmaligen oder dauernden Abgaben und dergl. zufallen. Sie wünscht ferner einen grossen Teil der vorhandenen Kräfte überhaupt für öffentliche Zwecke zu reservieren, auch wenn ein Bedarf für diese Kräfte zurzeit nicht vorliegt. Sie zieht es vor, dass die Wasserkräfte ungenutzt bleiben, sofern wirklich unter den gedachten Bedingungen die Privatinitiative erlahmen sollte, damit die öffentlichen Körperschaften, Gemeinden, Kreise, Kantone, Departements, Provinzen, Staat etc., im Bedarfsfalle noch die nötigen Wasserkräfte vorfinden, ohne Privatpersonen gegenüber tributpflichtig zu werden.

3. Die dritte Richtung sucht die Lösung auf einer mittleren Linie.

Es verdient zunächst noch hervorgehoben zu werden, dass zwar die Länder mit neueren, den Ausbau von Wasserkräften begünstigenden Wasserrechten, wie Österreich und Italien im Vorteil gewesen sind, dass aber auch die älteren Wasserrechte in Frankreich, der Schweiz und in Deutschland den ausserordentlichen Aufschwung in der Ausnützung von Wasserkräften, den wir am Ende des vorigen Jahrhunderts erlebt haben, nicht verhindert haben. Es drängt sich deshalb die Frage auf, ob überhaupt und welche Gründe für eine Neugestaltung des Wasserrechtes, soweit es hier in Frage kommt, sprechen und welche Hauptgesichtspunkte hierfür aufzustellen sind.

Von besonderer Bedeutung ist die Klarstellung der wirklich bestehenden Privatrechte an allen wichtigen Gewässern. Nichts ist so notwendig für die schnelle und erfolgreiche Durchführung eines Projektes, als die Klarheit über die bestehenden Rechte, bevor grosse Kapitalien festgelegt werden müssen, Es ist deshalb eine Aufgabe der Gesetzgebung, die Kennzeichen zur Unterscheidung zwischen öffentlichen und privaten Gewässern möglichst scharf festzustellen oder durch namentliche Aufzählung aller öffentlichen Wasserläufe jeden Zweifel auszuschliessen. Hierbei entspricht es wohl dem modernen Rechtsbewusstsein, dass der Begriff der öffentlichen Gewässer im Interesse des Gemeinwohles eine so weite Auslegung erfährt, als es unter voller Berücksichtigung der durch Gewohnheit, Brief oder Gesetz erworbenen Privatrechte angängig erscheint. Es ist ferner dringend erwünscht, dass für alle in dieser Frage wichtigen Wasserläufe auf Grund genauer gesetzlicher Bestimmungen **sogenannte Wasserbücher** neu angelegt oder die bestehenden weiter entwickelt werden. In diese Wasserbücher würden alle Eigentums- und Nutzungsrechte und zwar für jeden Wasserlauf getrennt einzutragen sein. Es muss jedem, welcher ein berechtigtes Interesse nachweisen kann, gestattet sein, jederzeit und möglichst gebühren- und sportelfrei Einsicht von diesen Büchern zu nehmen, oder Auszüge aus denselben zu verlangen. Bei der Schwierigkeit der Materie wird es unmöglich sein, neue Wasserbücher von vornherein so auszugestalten, dass ihnen öffentlicher Glaube beigelegt wird, aber es sollte das Ziel sein, die Wasserbücher so zu vervollkommnen, dass ihnen allmählich öffentlicher Glaube, wie den Grundbüchern, beige-

legt werden kann. Inzwischen muss dahin gestrebt werden, dass die grundbuchliche Eintragung des Privateigentums an Flussbetten in den Grundbüchern überall ordnungsmässig durchgeführt wird, so dass schliesslich jedes Eigentumsrecht, welches an einem Wasserlauf nicht grundbuchmässig belegt werden kann, als nicht bestehend angesehen werden darf. Hierzu ist es nötig, dass bei den öffentlichen Flüssen die Uferlinien vermessen und festgelegt werden, soweit es noch nicht geschehen ist. Auf Grund solcher Wasserbücher ist es dann leicht, eine genaue Übersicht über die verwendeten Wasserkräfte eines Landes zu gewinnen, und es wäre sehr erwünscht, wenn auch hierüber von Zeit zu Zeit Veröffentlichungen von Amts wegen erfolgten.

Im Beginn der neuen Bewegung für den Ausbau von Wasserkräften war es nicht schwer, von den Anliegern an Privatflüssen sowohl das nötige Terrain, als auch die Nutzungsrechte zu Preisen zu erwerben, welche ein neues Unternehmen tragen konnte. Mit dem steigenden Interesse an den Wasserkräften und verlockt durch den Erfolg eines Teiles solcher Unternehmungen, haben sich aber insofern, namentlich in Frankreich, Übelstände herausgestellt, als von Spekulanten (in Frankreich ist für sie die Bezeichnung „barreurs“ gebräuchlich geworden) schmale Landstreifen längs der Wasserläufe zu billigen Preisen angekauft wurden, um sie sich von den ernsthaften Unternehmern zu hohen, zum Teil sehr übertriebenen Preisen wieder abkaufen zu lassen. Wenn das Gesetz keine Handhabe bietet, durch Auflegung von Zwangsverpflichtungen oder Enteignungen solchen Spekulanten ihre Rechte gegen angemessene Entschädigung zu entziehen oder zu beschränken, so können sie für die gesunde Entwickelung des Ausbaues von Wasserkräften ein schweres Hindernis bieten. Aber auch ohne das erwähnte Spekulantentum haben sich die Forderungen der alten Grundeigentümer an den Gewässern und der Nutzungsberechtigten zum Teil ins Ungemessene gesteigert, weil in ihren Köpfen phantastische Vorstellungen von dem Werte einer Wasserkraft entstanden sind. Oft sind auch alte Triebwerke so unzweckmässig angelegt, dass sie die Kraft nur mit 7 bis 8% und noch schlechter ausnutzen, fü eine wirtschaftlich bessere Ausnützung der Wasserkräfte eines Wasserlaufes aber ein schweres Hindernis bilden. Es ist deshalb wünschenswert, dass im Interesse der Allgemeinheit in solchen Fällen das Einzelrecht gegen volle Entschädigung beseitigt oder eingeschränkt werden kann. Bei Neugestaltung des Wasserrechtes wird dieses Ziel dadurch erreicht werden können, dass den Verwaltungsbehörden, mit den nötigen Kautelen gegen Willkür, die Befugnis erteilt wird, im Verordnungswege den Anliegern oder Nutzungsberechtigten gegen volle und gerechte Entschädigung gewisse Zwangsverpflichtungen aufzuerlegen. Diese Zwangsverpflichtungen können sich auf die Duldung von vorübergehenden und dauernden Anlagen auf ihren Grundstücken und auf die Beschränkung oder Umwandlung ihrer Nutzungsrechte beziehen. Statt der milderen Form der Zwangsverpflichtung kann durch das Gesetz in besonders wichtigen Fällen auch die Enteignung vorgesehen werden.

An vielen Wasserläufen lässt sich die Nutzbarkeit des Wassers durch bauliche Anlagen (Talsperren, Stauweiher, Seeregulierungen etc.) wesentlich verbessern. Oft würden aber die Kosten dieser baulichen Anlagen zu gross sein, als dass sie von dem einzelnen Unternehmer allein getragen werden könnten. Auch wäre es unbillig, wenn die Kosten der Verbesserung, welche nicht allein einem Unternehmer, sondern allen unterliegenden Nutzungsberechtigten zugute kommt, allein von einem Unternehmer getragen werden müssten. Der Weg zur Beseitigung dieser Schwierigkeit ist bereits durch die ältere Gesetzgebung betreffend die Bildung von

freien und Zwangs-Genossenschaften für Bewässerung, Entwässerung und Wasserversorgungsanlagen vorgezeichnet.

Da die Ausnützung des Wasserreichtums für landwirtschaftliche Zwecke, sowie für die Wasserversorgung von Ortschaften durch kein anderes Mittel ersetzt werden kann, während für die Kraftgewinnung die Technik überall auch noch andere Mittel, als das Wasser zur Verfügung stellt, so ist es natürlich, dass bei widerstreitenden Interessen von annähernd gleicher wirtschaftlicher Bedeutung die Kraftgewinnung hinter der landwirtschaftlichen und hygienischen Nutzung des Wassers zurückzustehen hat.

Entsprechend der Entwickelung des ganzen modernen Rechtslebens werden einerseits im allgemeinen Interesse die Befugnisse der Staatsbehörden zum Erlasse von verkehrs-, gewerbe- und gesundheitspolizeilichen Verordnungen, sowie zum Erlasse von Zwangsmassregeln zur Förderung der allgemeinen Landeskultur, der Fischerei und zur Abwehr von Hochwasserschäden, zu erhöhen sein, werden aber andererseits auch die nötigen Kautelen gegen Willkür durch Öffnung des Beschwerdeweges, gesetzliche Vorschriften für schnelle Erledigung solcher Beschwerden, Heranziehung der Interessentenkreise zur Mitarbeit und Selbstverwaltung etc. und durch Offenhaltung des Rechtsweges zu schaffen sein.

Der Gesichtspunkt der Einnahmen für den Staat aus der Nutzung der Wasserkräfte sollte gegenüber dem allgemeinen volkswirtschaftlichen Gesichtspunkte ganz zurücktreten. Tatsächlich können diese Einnahmen im allgemeinen Staatsbudget eine beträchtliche Rolle nicht spielen. Wenn man den Nutzen, welcher sich durch Verwendung einer Wasserkraft bei 3000 Nutzstunden jährlich im Vergleich mit Wärme-Antriebsmaschinen im Durchschnitt erzielen lässt, etwa zu 30—50 Mk. pro PS_e annimmt, so bedeutet eine Abgabe von 3 Mk. pro PS_e und Jahr schon 10—6% vom Nutzen. Auf alle Fälle wäre es verfehlt, den Wasserzins einheitlich pro PS_e und Jahr festzusetzen, denn der Wert einer Wasserkraft ist ausserordentlich verschieden je nach der Beständigkeit und Grösse der Kraft, der Höhe des Gefälles und der Verwendungsgelegenheit für die gewonnene Kraft. Es wäre vielmehr, wenn man sich prinzipiell für Abgaben entscheiden will, nach gewissen Grundsätzen zu staffeln, wobei, etwa unter gänzlicher Freilassung aller kleinen Wasserkräfte bis zu 100 PS_e, der Wasserzins mit der Grösse der Kraft, mit der Ständigkeit derselben, mit der Höhe des Gefälles und mit der Güte und Nähe des Absatzgebietes zu steigern wäre. Massgebend für den Wasserzins sollte auch nur dasjenige Niedrigwasser sein, auf dessen Vorhandensein man das ganze Jahr hindurch rechnen kann.

Ebenso sollten Auflagen wegen unentgeltlichen Heimfalles oder wegen Rückkaufes oder Auflagen wegen Herstellung von Anlagen, welche in späterer Zeit event. einmal notwendig oder wünschenswert sein könnten (z. B. die Berücksichtigung der Schiffahrt auf zurzeit noch nicht schiffbaren Wasserläufen), nur soweit gemacht werden, als hierdurch die Baukosten pro Einheit nicht wesentlich erhöht werden und die private Unternehmung keine Entmutigung erfahren kann.

Im grossen Durchschnitt werden die Wasserkraftanlagen, ihrer hohen Anlagekosten wegen in einem kürzeren Zeitraum als in 50 bis 60 Jahren, eine normale, gute Entwickelung des Unternehmens vorausgesetzt, nicht getilgt werden können.

Was schliesslich die formelle Ordnung des Konzessionswesens anlangt, so wird es besonders darauf ankommen, das Verfahren dadurch möglichst abzukürzen, dass es von jeder unnötigen bureaukratischen Schablone befreit wird, dass die Kompetenzen klar und unzweideutig festgelegt, und dass, soweit irgend tunlich, Fristen gesetzt werden,

in welchen die verschiedenen Verfahren ihre Erledigung zu finden haben. Auch sollten die Unterlagen, welche der Unternehmer bei Einreichung eines Konzessionsgesuches vorzulegen hat, auf das unumgänglich Notwendige beschränkt werden. Alle auf die formelle Behandlung des Konzessionswesens bezüglichen Bestimmungen werden meistens nicht im Wege der Gesetzgebung selbst, sondern im Wege der Verordnung ihre Regelung zu finden haben.

Es wird im nächsten § des Kapitels I gezeigt werden, welche grosse Bedeutung die Wasserkräfte für die wirtschaftliche Lage der einzelnen Länder haben können. Daraus lassen sich dann Schlüsse ziehen, in welch hohem Grade die wirtschaftliche Entwickelung der einzelnen Länder von dem Geiste abhängen wird, aus dem heraus das neuere Wasserrecht in dem uns hier interessierenden Teile umgestaltet ist oder umgestaltet werden wird.

Zur Vervollständigung soll nunmehr

II. Die gegenwärtige Lage des Wasserrechtes in verschiedenen europäischen Ländern

kurz skizziert werden.

Italien.

1. Eigentumsverhältnisse.

In Italien bildet das Bürgerliche Gesetzbuch (Codice civile, 25. giugno 1865) die Grundlage des Wasserrechtes.

Nach dem Vorbilde des römischen Rechtes sind hier (§ 427) als öffentliche Gewässer alle dauernd fliessenden (fiumi e torrenti) und damit sinngemäss auch alle Seen, welche einen offenen Abfluss haben, angesehen.

Abgesehen von den Fällen, wo ältere Privatbesitztitel (§ 615) vorliegen, gehören demnach das Bett und die Nutzungsrechte fast aller Gewässer, welche für Wasserkraftanlagen in Frage kommen, dem Staate.

2. Nutzungsrechte.

Um die Nutzung des Wassers tunlichst zu fördern, ist das Gesetz vom 10. August 1884 über die Ableitung von Wasser aus öffentlichen Flüssen (Legge concernente le derivazioni di acque pubbliche) erlassen. Es beschäftigt sich logischerweise nur mit den öffentlichen Gewässern. Ergänzt ist das Gesetz durch eine Reihe von Verordnungen der drei Minister für öffentliche Arbeiten, für Handel und Gewerbe und Landwirtschaft, und für Finanzen, von welchen die nachfolgenden die wichtigsten sind:

a) Regolamento sulla derivazione di acque pubbliche 9 novembre 1885, von allen drei genannten Ministern gezeichnet. Genehmigt und veröffentlicht durch Regio Decreto vom gleichen Tage.

b) Circolare 6 febbraio 1888 ai Signori Prefetti ed Ingegneri Capi del Genio Civile del Regno, erlassen vom Ministero dei Lavori Pubblici. Direzione Generale delle Opere Idrauliche.

c) Regolamento per l' esecuzione della legge 10 agosto 1884 sulle derivazioni delle acque pubbliche, genehmigt und veröffentlicht durch königliches Dekret vom 26. November 1893.

d) Regio Decreto 19 dicembre 1895, welches den Artikel 6 des Regolamento vom 26. November 1893 abändert.

Mit der Veröffentlichung des Regolamento vom 26. November 1893 ist dasjenige vom 9. November 1885 ausser Kraft gesetzt.

Nach Artikel 1 des Gesetzes können neue Nutzungen durch Ableitungen des Wassers (derivazioni) nur durch Konzessionen der Verwaltungsbehörden gegen Zahlung eines Kanons gewährt werden, abgesehen von den Fällen, wo alte Rechtstitel vorliegen. Der jährliche Kanon ist im Art. 14 auf 3 Lire pro Roh-PS_e festgesetzt, wobei das Gefälle am Krafthause selbst zu messen und eine mittlere Wassermenge zugrunde zu legen ist. Um über die bestehenden Nutzungsrechte Klarheit zu schaffen, bestimmt Art. 24, dass alle alten urkundlich noch nicht festgelegten Nutzungsrechte, in dem bisherigen Umfange als rechtsgültig gelten sollen, sofern sie 30 Jahre vor Inkrafttreten des Gesetzes bestanden haben. Gleichzeitig bestimmt Art. 25, dass durch Verordnung des Ministers für öffentliche Arbeiten für alle Flüsse und Seen nach Provinzen[1]) geordnete Wasserbücher (elenchi delle acque pubbliche) und Kataster anzulegen sind. Jedes Wasserbuch wird von Zeit zu Zeit veröffentlicht. Bis zwei Jahre nach Erlass dieser ministeriellen Verordnung hatten alle Nutzungsberechtigten das Recht und die Pflicht, ihre Rechte nach Ort, Art und Umfang zur Anzeige zu bringen. Säumige Nutzniesser konnten mit einem jährlichen Kanon bestraft werden, dessen Höhe so bemessen werden konnte, als ob alte Rechte nicht existierten. Wer bis nach Ablauf von 3 Jahren nach dem ersten Termin die vorgeschriebene Meldung nicht gemacht hatte, konnte seiner Rechte verlustig erklärt werden, und es konnte ihm untersagt werden, die alte Nutzung weiter auszuüben. Infolge dieses Gesetzes ist es in Italien verhältnismässig einfach, sich über die an einem Wasserlauf oder See vorliegenden Privatrechte ein zuverlässiges Bild zumachen.

3. Neue Konzessionen.

Alle neuen Nutzungsrechte können (Art. 2) nur verliehen werden a) an Seen und den ein- und ausfliessenden Flussarmen, an den schiffbaren Flüssen und an den vom Staate künstlich regulierten oder neu hergestellten Wasserläufen durch königliches Dekret auf Grund eines Berichtes des Finanzministeriums nach Anhörung des Provinzialrates (Consiglio Provinciale) und der oberen technischen Behörden (Consiglio Superiore dei lavori pubblici); b) an allen anderen Gewässern durch den Präfekten im Beschlussverfahren (Consiglio di prefettura) nach Anhörung des Lokal-Bauamtes (L'ufficio del genio civile). Kommen mehrere Provinzen in Frage, so entscheidet der Präfekt, in dessen Bezirk der Einlauf liegt. Indessen, wenn in solchem Falle Widerspruch von den Interessenten auch nur einer Provinz erhoben wird, so hat der Minister der öffentlichen Arbeiten direkt die weitere Erledigung zu veranlassen (Art. 3).

Jede Konzession kann nur auf 30 Jahre und vorbehaltlich der Rechte Dritter gegeben werden (Art. 2 und 5). Es bestimmt hier aber Art. 5, dass die Konzession auf Antrag verlängert werden muss auf abermals 30 Jahre und so fort, es sei denn, dass nach dem Urteil der Verwaltungsbehörden entweder Missbrauch oder kein Gebrauch von der Konzession gemacht ist. Das bedeutet in normalen Fällen eine unbegrenzte Konzession. Bei der Erneuerung können die Bedingungen der Konzession geändert werden, wenn die örtlichen Verhältnisse dies notwendig machen. Mit Rücksicht

[1]) Der Begriff „Provincia" entspricht etwa dem preussischen Regierungsbezirk. Der Begriff „Provinz" in Preussen deckt sich ungefähr mit dem Begriff „Regione", z. B. Lombardei, Venezien.

auf die Wichtigkeit dieses Artikels ist derselbe im Anhange, Anlage I, wörtlich abgedruckt und es sind die Art. 35 des Regolamento vom 9. November 1885 und Art. 37 des Regolamento vom 26. November 1893 hinzugefügt. Die genannten Artikel der beiden Ausführungsverordnungen geben Anweisungen für die Handhabung von Art. 5 des Gesetzes. Es ist nicht zu verkennen, wenn man den § 35 des alten Regolamento mit dem § 37 des neueren von 1893 vergleicht, dass, entsprechend der allgemeinen Tendenz, das neuere Regolamento den Schutz der privaten Interessen zugunsten der Machtvollkommenheit der staatlichen Organe einschränkt. Nach Art. 4 ist in der Konzession ein Termin anzugeben, bis zu dem die Nutzung begonnen haben muss, widrigenfalls die Konzession als hinfällig erklärt werden kann. Dieser Termin darf durch dieselbe Instanz, welche die Konzession erteilt hat, verlängert werden, wenn die Verzögerung in der Ausführung ausreichend begründet werden kann.

4. Erleichternde gesetzliche Bestimmungen: Genossenschaften, Enteignung.

Durch ein besonderes Gesetz (Legge sui consorzi delle acque a scopo industriale 2 febbraio 1888) ist die Bildung von freien und Zwangsgenossenschaften zur Ausnützung von Wasserkräften geregelt, und es ist vorgesehen, dass Staat, Provinzen und Gemeinden solchen Genossenschaften durch Gewährung von Zinsgarantien bis zur gewissen Höhe des Gesamtanlagekapitals Förderung zu Teil werden lassen können. Durch Verordnung des Ministers für Landwirtschaft, Handel und Industrie vom 24. Juni 1888 (Regolamento per esecuzione della legge 2 febbraio 1888 sui consorzi di derivazione e di uso delle acque a scopo industriale, genehmigt und veröffentlicht durch königliches Dekret von demselben Tage) sind alle Einzelheiten des Verfahrens genau geregelt. Zwangsgenossenschaften können nur gebildet werden auf Antrag der Majorität aller Interessenten auf Grund des Art. 659 des Codice civile, und zwar durch richterlichen Beschluss, wenn die Teilung des Gesamtunternehmens nicht ohne erhebliche Schädigung desselben möglich ist.

Auf Grund der Art. 16 und 24 des Gesetzes: Sulle espropriazioni per causa di utilità publica 25 giugno 1865, kann ferner dem Unternehmer einer Wasserkraftanlage durch königliches Dekret das Recht der Enteignung erteilt werden, wenn sein Unternehmen als von öffentlichem Nutzen anerkannt wird. Zur Feststellung und Anerkennung des „öffentlichen Nutzens“ eines Unternehmens ist, ein bestimmtes Verfahren vorgeschrieben.

5. Die neuere Entwickelung der Gesetzgebung.

Während die beiden erstgenannten Gesetze über die Nutzung öffentlicher Gewässer und die Bildung von Wassergenossenschaften aus der Absicht entsprungen sind, die Nutzung des Wassers von seiten privater Interessenten nach Möglichkeit zu begünstigen, macht sich in neuerer Zeit eine mehr fiskalische Richtung geltend. So ist durch das sogenannte Munizipalisationsgesetz (Legge sul assunzione diretta dei publici servizi da parte dei Comuni 29 marzo 1903) den Gemeinden die Befugnis gegeben, eine ganze Reihe öffentlicher Betriebe, wie Wasserversorgungsanlagen, Beleuchtungs-, Kraftlieferungs-, Strassenbahn-, Telephon-Anlagen, Ausbau von Wasserkräften, Bau und Konstruktion von Mühlen etc. selbst zu übernehmen. Art. 22 bestimmt, dass sich mehrere Gemeinden zu Konsortien vereinigen können, um den Bau oder die Übernahme solcher Anlagen im gemeinschaftlichen Interesse durchzuführen. Art. 25 gibt den Gemeinden das Recht, die unter das Gesetz fallenden Anlagen, welche Dritten konzessioniert sind, zu übernehmen. Die Übernahme kann erfolgen in allen Fällen, wenn 20 Jahre von dem wirklichen Beginn des Betriebes, bei kürzeren als 60jährigen Kon-

zessionen, wenn mindestens ein Drittel der Gesamtdauer der Konzession vergangen sind. Auf keinen Fall kann das Recht früher, als nach Ablauf von 10 Jahren vom Beginn des Betriebes der Anlage ausgeübt werden. Macht die Gemeinde von diesem Rechte keinen Gebrauch, so kann sie nur in Abständen von 5 zu 5 Jahren wieder darauf zurückkommen. Der Art. 25 bestimmt dann die Bedingungen, unter denen der Rückkauf erfolgen kann. Der Wichtigkeit wegen ist dieser Artikel im Anhange Anlage I mit den Art. 26 und 27 wörtlich abgedruckt.

Art. 26 enthält die Vorschriften, welche zu beachten sind, wenn eine Gemeinde den Rückkauf bewirken will. Die Genehmigung derartiger Anträge von Gemeinden wird von der Beratung und Beschliessung einer königlichen Kommission abhängig gemacht. Art. 27 bestimmt, dass alle Gemeinden, welche einen der im Gesetze aufgeführten öffentlichen Dienste im Wege der Konzessionserteilung Privaten überlassen wollen, sich das Recht des Rückkaufes vorbehalten müssen zu Bedingungen, welche für die Gemeinde nicht ungünstiger sein dürfen, als diejenigen des Art. 25.

Es ist wohl anzunehmen, dass dieses Gesetz auf Wasserkonzessionen, welche vom Staate an Privatunternehmer erteilt sind, nicht ohne weiteres angewendet werden kann, sondern nur in Fällen, wo die Gemeinde Trägerin der Wasserkonzession ist und den Ausbau und Betrieb der Anlage einem Privatunternehmer durch Vertrag übertragen hat. Immerhin bedeutet das Gesetz einen starken Eingriff in wohlerworbene Privatrechte zugunsten der Allgemeinheit.

Die ausserordentliche Ausdehnung, welche der Ausbau von Wasserkräften inzwischen in Italien genommen hat, verstärkte die Strömung, welche die öffentlichen Interessen noch mehr in den Vordergrund zu stellen bestrebt ist. Diese Strömung möchte sowohl den Kanon von 3 Lire jährlich erhöhen, als auch die Dispositionen des Art. 5 des Gesetzes vom 10. August 1884 zugunsten des Staates verschärfen[2])

Erwähnenswert ist noch eine Verfügung des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 18. Juli 1890 (vergl. Anhang Anlage I), wonach alle Präfekten und die sonst für die Konzessionserteilung zuständigen Behörden angewiesen werden, bei Konzessionsgesuchen für Wasserkraftanlagen grösseren Umfangs zunächst durch Nachfrage bei den Zentral-Eisenbahnverwaltungen festzustellen, ob die betreffende Kraft für die spätere Umwandlung der Eisenbahn in elektrischen Betrieb in Frage kommen könne und im bejahenden Falle die Konzession nicht zu erteilen. Auf diese Weise sind eine ganze Anzahl günstig liegender Kräfte für die spätere Umwandlung in elektrischen Betrieb reserviert.

Frankreich.

1. Eigentumsverhältnisse und Nutzungsrechte.

Die Wasserkraftanlagen unterliegen in Frankreich bis zur Stunde noch den Bestimmungen des (Art. 644) Code civile (1804) und des Wassergesetzes vom 8. April 1898.

Als öffentliche Gewässer gelten diejenigen, welche schiffbar oder flössbar sind (navigables et flottables), alle übrigen als private.

Über die öffentlichen Gewässer hat, soweit nicht durch besondere private Rechtstitel andere Verhältnisse geschaffen sind, lediglich der Staat oder seine Organe zu verfügen. Er ist sowohl Eigentümer des Bettes, als auch aller Wassernutzungsrechte.

---

[2]) Diese Richtung (in Frankreich hat sich dafür der Name „Les Etatistes" eingebürgert) wird besonders von dem Professor Nitti vertreten, während die andere Richtung, welche die Privatinitiative nicht gehindert sehen will, besonders der Senator Colombo vertritt. L' Elettricità vom 22. Januar, 5., 19., 26. Februar 1904, Milano Foro Buonaparte 12.

Bei den Privatflüssen sind die Anlieger und zwar jede Seite bis zur Mitte Eigentümer des Bettes und ihnen steht ausschliesslich das Nutzungsrecht des Wassers zu (wie in Preussen). Jeder Uferbesitzer ist in Frankreich berechtigt, sein Nutzungsrecht an einen Dritten zu cedieren, entweder mit oder ohne das betreffende Ufergrundstück.

Für jede Wasserkraftanlage, sowohl an öffentlichen, als auch an privaten Flüssen ist eine behördliche Genehmigung erforderlich. Für die öffentlichen Flüsse kann die Genehmigung nur widerruflich erteilt und die Überlassung der Nutzungsrechte ausserdem mit besonderen Lasten, Abgaben etc. belegt werden. Weil die Widerruflichkeit es aber den Privaten fast unmöglich macht, grössere Kapitalien in solchen Unternehmungen festzulegen, so ist bei Konzessionen an öffentlichen Flüssen meistens der Weg der Spezialgesetzgebung für den einzelnen Fall beschritten (vergl. Kap. II, 24). Infolge der Schwierigkeit und Langwierigkeit dieses Verfahrens sind in Frankreich Wasserkraftanlagen an öffentlichen Flüssen nur wenig zur Ausführung gekommen.

Bei den Privatflüssen kann naturgemäss die vom Staate zu erteilende Genehmigung nur polizeiliche Vorschriften im Interesse der Öffentlichkeit und Vorschriften zum Schutze anderer Rechte (Stauhöhe, Zeitbestimmungen über den Gebrauch etc.) enthalten, aber von Staats wegen keine zeitliche Beschränkung und keine anderen Lasten. Es kann aber auch die Konzession nur derjenige erhalten, welcher das Nutzungsrecht oder das Eigentum an den anliegenden Ufern nachweist.

Zwar hat der Ausbau von Wasserkräften an Privatflüssen unter der gegenwärtigen Gesetzgebung in Frankreich einen ganz gewaltigen Aufschwung genommen, es haben sich aber doch grosse Schwierigkeiten (vergl. S. 31) herausgestellt, welche auch den direkt interessierten Privatkreisen eine neue gesetzliche Ordnung der Verhältnisse wünschenswert erscheinen lassen. sofern sie sich darauf beschränkt, diese Schwierigkeiten zu mildern oder ganz zu beseitigen. Andererseits sind aber auch Bestrebungen laut geworden, welche das Interesse der Öffentlichkeit in weiterem Masse, als es die bisherigen gesetzlichen Bestimmungen zulassen, gewahrt wissen wollen. Die ganze Frage ist in Frankreich besonders durch den Congrès de la Houille Blanche in Grenoble 1902 in Fluss gekommen, und das Resultat aller Erörterungen war zunächst der Entschluss, davon abzusehen, schon jetzt die ganze Materie des Wasserrechtes neu zu regeln, sondern sich auf die Wasserkraftanlagen zu beschränken.

Es haben der von der Kammer ad hoc für die Session 1905—1906 eingesetzten Kommission nach Ausscheidung verschiedener älterer Entwürfe, welche durch den Schluss der früheren Session hinfällig geworden sind, drei Entwürfe vorgelegen, von denen zwei sich mit allen Wasserkraftanlagen, der dritte aber nur mit den Anlagen an Privatflüssen (Les cours d'eau non navigables ni flottables) befasst. Die Kommission hat ihren Bericht unterm 12. Februar 1906 erstattet[8]).

---

[8]) Imprimé Nr. 2978 Chambre des Députés 8ième Législature session de 1906, rapporteur Fernand David.

Es lagen der Kommission vor:

1. Der Entwurf des Ministers für Landwirtschaft, Mougeot, welcher sich nur auf Wasserkraftanlagen an Privatflüssen bezieht.
2. Der Entwurf der Deputierten Pierre Boudin und Millerand, bezüglich aller Wasserkraftanlagen.
3. Der Entwurf des Deputierten Guillain, bezüglich aller Wasserkraftanlagen.

Das Projekt von Boudin und Millerand will unterscheiden zwischen privaten und öffentlichen Wasserkraft-Anlagen. Es nennt alle Wasserkraft-Anlagen öffentliche, deren Rohkraft bei Mittelwasser 100 PS überschreitet, private Wasserkraft-Anlagen alle kleineren. Die

Sie hat unter Verwerfung der beiden anderen, mehr aus fiskalischem Geiste (sens étatiste) geborenen Entwürfe, auf Grund des Projektes des Ministers für Landwirtschaft einen neuen Entwurf ausgearbeitet. Die Kommission will alle bestehenden Rechte tunlichst respektiert wissen, und soweit irgend möglich, den Ausbau von Wasserkräften durch Private und Körperschaften erleichtern. In der Begründung hebt sie als besonderen Gesichtspunkt hervor: „Les projets étatistes sont nés de l'enthousiasme provoqué, dès la première heure par la découverte de la propagation de la force à distance. Mais on s'est vite aperçu que, s'il y avait dans les chutes une richesse nationale, cette richesse ne vaudrait que dans la mesure ou l'initiative privée saurait en tirer profit."

Der Gesetzentwurf[4]), welcher im Anhange als Anlage II abgedruckt ist, befasst sich, wie erwähnt, nur mit den Wasserkraft-Anlagen an Privatflüssen, weil diese in Frankreich für die Wasserkraftanlagen die interessantesten sind und weil bezüglich der öffentlichen Flüsse das bestehende Recht gegenwärtig weniger reformbedürftig erschien. So lange noch ein so grosser Reichtum an Wasserkräften in den Privatflüssen verfügbar ist, wird sich die Privatunternehmung im Wesentlichen diesen zuwenden, da sich die Anlagekosten beim Ausbau von Wasserkräften an öffentlichen Flüssen wegen des meist schwächeren Gefälles derselben, durchschnittlich pro Einheit erheblich höher stellen werden.

2. Erleichternde Bestimmungen: Zwangsverpflichtungen, Enteignung, Genossenschaften.

Der von der Kommission vorgeschlagene Gesetzentwurf unterscheidet zwischen privilegierten Privat-Wasserkraftanlagen (Usines hydrauliques privées priviligées)

letzteren sollen unter der bestehenden Gesetzgebung verbleiben. Die öffentlichen Wasserkraftanlagen sollen zukünftig nur errichtet werden können auf Grund einer Verleihung und einer Genehmigungsurkunde. Für die Verleihung ist die Anerkennung des öffentlichen Nutzens erforderlich. Jede Verleihung und Genehmigung soll nur auf Zeit gegeben werden und bei Ablauf soll die Anlage ohne Entschädigung für den Konzessionär dem Staate anheimfallen. Ausserdem soll der Staat nach 15 Jahren das Rückkaufrecht haben. Will der Staat von diesem Recht Gebrauch machen, so muss er 5 Jahre vorher kündigen; macht er keinen Gebrauch von dem Rückkaufsrecht, so soll die Konzession erneuert werden, wobei dem alten Inhaber unter gleichen Bedingungen das Vorzugsrecht zugestanden werden soll. Der Konzessionär soll an den Privatflüssen nur gehalten sein, diejenigen Uferbesitzer zu entschädigen, welche bereits von ihrem Benutzungsrechte Gebrauch gemacht haben.

Das Projekt Guillain unterscheidet gleichfalls in öffentliche und private Wasserkraftanlagen. Er bezeichnet als private aber Anlagen, welche weniger als 1000 Roh-PS bei mittlerem Niedrigwasser ausnützen und als öffentliche die übrigen. Wenn ein Unternehmer im Besitze aller Eigentums- und Nutzungsrechte an der von ihm in Anspruch genommenen Flussstrecke ist, so kann er unter der gegenwärtig geltenden Gesetzgebung verbleiben, auch wenn die Wasserkraft mehr als 1000 PS hat. Im übrigen können die Unternehmer privater Wasserkraftanlagen nach Wahl unter der gegenwärtigen Gesetzgebung verbleiben, oder sich unter das neue Gesetz stellen. In letzterem Falle wird die Konzession auf unbeschränkte Zeit erteilt, aber der Staat hat das Kaufrecht von 30 zu 30 Jahren.

Die öffentlichen Wasserkraftanlagen können nur auf 30 Jahre konzessioniert werden, und der Staat hat am Schlusse dieser Periode das Rückkaufsrecht. Der Unternehmer muss alle Nutzungsberechtigteg, auch diejenigen, welche ihre Rechte noch nicht ausgenützt haben, entschädigen, und zwar unter Vorbehalt des Rechtsweges, nach Normen, welche die Verwaltungsbehörde feststellt.

[4]) Bei Beginn der Drucklegung war inzwischen die 8. Sitzungsperiode der französischen Deputiertenkammer geschlossen und infolgedessen der Gesetzentwurf der Kommission verfallen. Es hat aber unterm 9. Juni 1906 der gegenwärtige Minister für Landwirtschaft M. Ruau den Gesetzentwurf fast wörtlich in der Fassung der Kommission wieder eingereicht. Die von ihm beigefügten Motive besprechen aber nicht allein die oben erwähnten zwei anderen Gesetzentwürfe, sondern geben einen erweiterten Überblick über alle früheren Gesetzvorschläge und es sind deshalb in der Anlage II die Motive zum Entwurf vom 9. Juni 1906 in ihren wesentlichsten Teile, und der Gesetzentwurf selber wörtlich abgedruckt.

und Wasserkraftanlagen von öffentlichem Nutzen (Usines hydrauliques déclarées d'utilité publique). Jeder Unternehmer hat die Wahl, ob er sich unter das neue Gesetz stellen will oder nicht. Im letzteren Falle handelt es sich um eine einfache Privat-Wasserkraftanlage, im ersteren Falle um eine privilegierte Privat-Wasserkraftanlage. Der Unternehmer, welcher sich nicht unter das Gesetz stellt, muss nach wie vor Besitzer aller Wasserrechte und, so weit es für seine baulichen Anlagen notwendig ist, Besitzer des Grundeigentums sein. Der Unternehmer, welcher sich unter das neue Gesetz stellen will, braucht nur nachzuweisen, dass er besitzt:

1. die nötigen Terrains, um das Krafthaus zu errichten;
2. eine Seite des Ufers, an der Stelle, wo das Wehr errichtet werden soll;
3. die Nutzungsrechte auf mindestens $^1/_4$ der Länge der Flussstrecke, welche für das Werk in Frage kommt.

Im übrigen hilft ihm das Gesetz, so weit nötig, durch Auflegung der nachstehend erwähnten Zwangsverpflichtungen.

Werden mehrere Gesuche für dieselbe Wasserkraft eingereicht, so hat dasjenige den Vorzug, welches die grösste Kraftausnützung vorsieht. Sind die Gesuche in dieser Beziehung gleich, so entscheidet der Termin der Einreichung des Gesuches. Das Gesuch um Verleihung einer Konzession auf Grund des neuen Gesetzes kann auch eingereicht werden von einer freien Genossenschaft von Uferbesitzern, welche gebildet ist auf Grund des Gesetzes vom 21. Juli 1865 oder vom 22. Dezember 1888. Eine solche Genossenschaft, welche übrigens unter keinen Umständen in eine öffentliche oder Zwangsgenossenschaft umgewandelt werden kann, ist berechtigt, die erworbene Konzession auf Zeit oder für immer an Dritte abzutreten und bei der Abtretung nach freiem Ermessen Bedingungen wegen Rückerstattung von Kraft in Form von Wasserkraft oder in elektrischer Kraft, oder wegen Entschädigung in Geldwert zu stellen.

Besondere Rücksicht ist genommen auf die Wasserversorgung von Ortschaften und auf die Bewässerung im landwirtschaftlichen Interesse. Das Gesetz, Art. 6, bestimmt, dass von dem Unternehmer der Wasserkraftanlage auf Verlangen der Interessenten das Wasser für solche Zwecke in natura reserviert, oder nach Gebrauch zurückgegeben werden muss, sofern die Interessenten bereits von ihren Nutzungsrechten Gebrauch gemacht hatten. Ist das nicht der Fall, so kann auf Antrag das Gericht erkennen, dass die Nutzungsrechte durch Geldeswert abgelöst werden, wenn nach richterlichem Ermessen durch die Lieferung des Wassers in natura dem Unternehmer der Wasserkraftanlage ein viel grösserer Schaden entstünde, als der Nutzen, welcher dem anderen Nutzungsberechtigten aus der Bewässerung oder Wasserversorgung erwachsen kann; alle übrigen Nutzungsrechte können prinzipiell durch Geldeswert abgelöst werden. Vorbehaltlich des Rechtsweges werden die Ablösungssummen oder die Renten gleich beim Verleihungsverfahren festgesetzt.

Ein Wasserkraftbesitzer, dem im Interesse eines neuen grösseren Unternehmens die Nutzung entzogen wird, kann verlangen, dass ihm die entzogene Kraft in Form von elektrischer Energie zur Verfügung gestellt wird, und dass der neue Unternehmer die Kosten der Umformung seines Betriebes in elektrischen Betrieb trägt.

Mit der Zuerkennung einer Wassermenge in natura, oder der Kraftlieferung in Form von elektrischer Energie, oder der Schadenersatzsumme in barem Gelde wird den Empfängern gleichzeitig die Zwangsverpflichtung auferlegt, die Verlegung oberirdischer

oder unterirdischer elektrischer Leitungen auf ihren Grundstücken zu dulden, soweit nicht geschlossene Höfe oder bebaute Grundstücke in Frage kommen. Auch müssen die Betreffenden dem Unternehmer das Recht auf Zeit einräumen, an den Mauern, Häuserwänden oder Dächern Träger für die oberirdischen elektrischen Leitungen anzubringen, wobei irgend ein Schaden den Besitzern der betreffenden Grundstücke, Mauern oder Häuser nicht entstehen darf. Entsteht ein Schaden, so muss der Besitzer des betreffenden Grundstückes etc. schadlos gehalten werden.

Ausserdem gestattet das Gesetz für die sogenannten privilegierten Privat-Wasserkraftanlagen (Art. 10) die Auferlegung von Servituten auf fremdes Eigentum für die Anlegung und den Betrieb von Wehranlagen, Stauweihern und Talsperren, sowie für Werkkanäle und zwar nach Massgabe der Gesetze vom 29. April 1845 und 11. Juli 1847, nach welchen solche Servitute nur im Interesse von Bewässerungsanlagen auferlegt werden konnten. Im Zusammenhange damit kann auch den Uferbesitzern die Servitut auferlegt werden, dass sie sich gegen völlige Schadloshaltung die Überstauung ihrer Grundstücke durch Hebung des Wasserspiegels bei Stauanlagen gefallen lassen müssen. Jeder betroffene Besitzer kann verlangen, dass ihm die unter Wasser gesetzten Terrains käuflich abgenommen werden.

Zur Ausführung und Unterhaltung von Arbeiten, welche die Verbesserung der Wasserverhältnisse eines Wasserlaufes im Interesse der Kraftnutzung oder im landwirtschaftlichen Interesse bezwecken, können nach dem Gesetzentwurf (Art. 20) freie Genossenschaften gebildet werden durch Anwendung der Gesetze vom 21. Juni 1875 und 22. Dezember 1888. In besonders wichtigen Fällen kann auf Antrag der Mehrheit der Genossen durch Dekret des Staatsrates die Umwandlung in Zwangsgenossenschaften (associations autorisées) erfolgen. Diese Zwangsgenossenschaften sind in der Lage, Anlieger, welche von den gedachten Arbeiten Nutzen haben, auch zu den Anlage- und Unterhaltungskosten heranzuziehen.

3. Konzessionen nach dem neuen Gesetzentwurf.

Es folgt aus der ganzen Rechtsauffassung, aus welcher der Entwurf hervorgegangen ist, dass die Konzession (l'acte d'autorisation des ouvrages hydrauliques) für eine privilegierte Privat-Wasserkraftanlage (Usines hydrauliques privées priviligées) eine zeitlich unbegrenzte sein muss.

Die Konzession wird auf Antrag durch Autorisation des Staatsrates (Conseil d'Etat) gegeben oder verweigert (Art. 3). Um noch einen verstärkten Schutz gegen Willkür zu geben, ist die Entscheidung den departementalen Behörden entzogen und dem Staatsrat übertragen. Die Konzession kann nur, sofern sonst die durch das Gesetz gegebenen Voraussetzungen zutreffen, verweigert werden, wenn der von der Neuanlage zu erwartende Nutzen nicht gross genug ist, um die Auflegung der Zwangsverpflichtungen, welche das Gesetz vorsieht, zu rechtfertigen. Gegen die Entscheidung des Staatsrates steht die Anrufung der Gerichte offen. Es können weder Heimfallsrechte, noch Rückkaufsrechte, noch einmalige oder dauernde Abgaben an den Staat vorgesehen werden. Dagegen legt die Konzession dem Unternehmer die Bedingung auf, dass er bis zum Ablauf des zehnten Jahres für öffentliche Zwecke des Staates, des Departements, der Gemeinden oder öffentlichen Genossenschaften zu bestimmten Preisen einen Teil der gewonnenen Kraft, welche aber ein Viertel der Gesamtkraft bei Niedrigwasser nicht überschreiten darf, auf Verlangen zur Verfügung stellen muss (Art. 6). Zum Schutz des Unternehmers ist aber bestimmt, dass dieses Verlangen nur auf Grund einer Ermächtigung des Staatsrates (Conseil d'Etat) gestellt werden kann.

Die Konzession erlischt, wenn sie innerhalb einer bestimmten Frist nicht benutzt wird (Art. 3). Sie kann zurückgezogen werden, wenn die zum Schutze der allgemeinen Interessen in der Genehmigungsurkunde gegebenen Vorschriften, in Sonderheit diejenigen nach Art. 6, vom Unternehmer nicht befolgt werden.

Eine besondere Behandlung erfahren diejenigen Wasserkraftanlagen von Privatflüssen, welche als von „öffentlichem Nutzen" anerkannt sind (Usines hydrauliques déclarées d'utilité publique Art. 11 bis 19). Diese Eigenschaft kann den Wasserkraftanlagen zuerkannt werden, wenn ihr Hauptzweck, die Kraftlieferung für Staats- oder Departements-Verwaltungen, für Gemeinden oder für öffentliche Genossenschaften ist, und zwar durch Beschluss des Conseil d'Etat auf Grund von Berichten des Ministers der Landwirtschaft und der übrigen interessierten Ministerien. Handelt es sich um eine Wasserkraft, bei welcher der Werkkanal einschliesslich der Druckrohrleitung vom Einlauf bis zur Ausmündung 20 km und länger ist, so muss ein Spezialgesetz hierfür erlassen werden (Art. 12). Im Interesse solcher Wasserkraftanlagen können nicht nur alle Zwangsverpflichtungen auferlegt werden, welche für die privilegierten Privat-Wasserkraftanlagen vorgesehen sind, sondern es kann auch die Zwangsenteignung der Grundstücke für alle Anlagen und auch die Zwangsenteignung der privaten Wasserrechte erfolgen, sofern diese Wasserrechte noch nicht tatsächlich ausgenützt sind. Die Privat-Wasserkraftanlagen von öffentlichem Nutzen sind unter das öffentliche Recht gestellt, und das Gesetz sieht Strafen vor für alle Fälle der böswilligen Beschädigung der Anlage durch Dritte. Die Konzession für solche wird nur auf Zeit erteilt und am Schlusse derselben fällt die ganze Anlage dem Staate kostenlos anheim (Art. 15). Während der letzten 10 Jahre kann eine neue Konzession erteilt werden, sofern der Staat den Betrieb nicht selber zu übernehmen gedenkt. Der alte Konzessionär hat unter gleichen Bedingungen ein Vorzugsrecht. Ist 5 Jahre vor Ablauf der alten Konzession eine neue nicht gegeben, so kann der alte Konzessionär verlangen, dass ihm die Konzession unter den alten Bedingungen auf weitere 10 Jahre verlängert wird. Diese Bedingungen gelten auch für die weiteren zehnjährigen Konzessionsverlängerungen.

Die Schweiz.

Die Bundesverfassung hat bis in die allerneueste Zeit das Hoheitsrecht über die Gewässer und die Handhabung der Fluss- und Uferpolizei den Kantonen überlassen.

Es hat sich infolgedessen das Recht in den einzelnen Kantonen verschieden entwickelt.

Während z. B. im Kanton Bern als Unterscheidungsmerkmale zwischen privaten und öffentlichen Wasserläufen die Schiff- und Flössbarkeit gilt (wie in Frankreich, Preussen, Bayern, Baden u. a.), folgen viele andere Kantonalrechte, zumal die ostschweizerischen, dem Züricherischen Privatrechte, nach welchem alle stehenden und fliessenden Gewässer, an denen sich kein hergebrachtes Privatrecht Dritter (Recht von Gemeinden und Privaten) nachweisen lässt, als öffentliche zu betrachten sind[5]).

Die Tendenz geht so ziemlich überall dahin, möglichst viel Gewässer dem öffentlichen Recht zu unterstellen und sie dadurch den öffentlichen Interessen dienstbar zu machen.

---

[5]) Die Wasserzinsfrage im Kanton St. Gallen, Bericht des Justizdepartements an den Regierungsrat vom 22. März 1908.

Am weitesten geht der Kanton Waadt, welcher jeden Wasserlauf, sobald er das Grundstück, auf dem er entsteht, verlassen hat, zu den öffentlichen und damit zum Staatseigentum rechnet.

In Graubünden werden die nicht schiff- und flössbaren fliessenden Gewässer und Seen, an denen keine Privatrechtstitel nachgewiesen werden können, als Eigentum der Gemeinden (wie in Baden) angesehen.

Verschiedene Kantone sind neuerdings mit besonderen Gesetzen bezüglich der Nutzung des Wassers zu Kraftzwecken vorgegangen. Die Gesetzgebung ist aber zu vielgestaltig, als dass sie hier auch nur skizziert werden könnte. Die Kantone sind meistens bestrebt, durch Anlegung von Wasserbüchern die vorhandenen Nutzungsrechte klar zu stellen und machen die neuen Nutzungsrechte von Genehmigungen abhängig, bei denen zur Wahrung der öffentlichen Interessen eine Reihe Bedingungen gestellt werden können.

Für die neueren Konzessionen sehen die meisten Kantone die Erhebung eines Wasserzinses vor und zwar stellen sich die einen hierbei mehr auf den Standpunkt der polizeilichen Aufsicht und Kontrolle und verlangen diesen Zins als Gebühr, die anderen mehr auf denjenigen des Regals und verlangen den Zins als privatrechtliche Entschädigung. Je nach der speziellen Lage der Verhältnisse wird versucht, diese Zinspflichtigkeit auch auf ältere Anlagen auszudehnen.

Im Kanton Zürich wird nach dem Wassergesetz von 1901 ein Wasserzins von 6 Frs. erhoben pro Roh-PS bei mittlerer Wassermenge.

Luzern bezieht einen Wasserzins von 1 bis 4 Frs. für jede effektive PS.

In Baselland wurde für die Konzession bis in die jüngste Zeit ein Pauschalbetrag von 50 bis 1000 Frs. erhoben. Ganz neuerdings wird aber die Entrichtung einer jährlichen Konzessionsgebühr von mindestens 5 Frs. pro Roh PS verlangt.

Da bei vielen Wasserkräften, und namentlich bei den grösseren, mehrere Kantone beteiligt sind, haben sich aus der Mannigfaltigkeit der kantonalen Gesetze doch grosse Schwierigkeiten ergeben. Es befindet sich deshalb auch ein neues eidgenössisches Wasserrecht in Vorbereitung, und das allgemeine grosse Interesse daran hat eine Fülle von öffentlichen Erörterungen ausgelöst. Auch hier, wie in anderen Ländern, stehen sich die zwei Hauptrichtungen, d. h. diejenigen, welche die Rechte des Staates in weitgehendem Masse vergrössern wollen und diejenigen, welche das Wohl des Staates durch Erleichterung und Unterstützung der Privatinitiative am besten gefördert sehen, schroff gegenüber. Besonders lebhaft wird der Wunsch vertreten, dass das neue Bundesgesetz dem Bunde für den Betrieb der zukünftigen Staatseisenbahn das Recht einräumen soll, sich die Nutzung bestimmter für den Zweck besonders geeigneter Wasserkräfte vorzubehalten. Da in den Grenzkantonen mehrfach Wasserkraftanlagen konzessioniert sind, welche einen mehr oder minder grossen Teil der Kraft in die Nachbarländer liefern, hat der Bund 1906 bereits in die Hoheitsrechte der Kantone durch einen Bundesbeschluss eingegriffen, wonach die Kantone verpflichtet sind, für Wasserkraftanlagen, bei denen die Lieferung von Energie ins Ausland in Frage kommt, die Genehmigung des Bundes einzuholen.

Vergl. Anhang zu § 2, Anlage III. Vorlage des Bundesrates an die Bundes-Versammlung betreffend die Verwendung von Wasserkräften der Schweiz im Auslande.

Österreich-Ungarn.

In Österreich wird das Wasserrecht durch das Reichs-Wassergesetz von 1869 beherrscht[6]. Weil nach dem Staatsgrundgesetz vom 21. Dezember 1867 als Vertretungs-

[6] K. Peyrer, Ritter von Heimstätt. Das österreichische Wasserrecht. 2. Aufl. (v. Peyrer und Grossmann) Wien 1886.

körper zur Mitwirkung bei der Gesetzgebung im gewissen Umfange der Reichsrat und im gewissen Umfange die Landtage der einzelnen Länder gelten, sind in dem Reichsgesetz von 1869 nur eine Reihe leitender Grundsätze des Wasserrechtes aufgestellt. Dagegen wurde den Landtagen, welchen zu diesem Zwecke eine einheitliche Vorlage unterbreitet ward, „die Erlassung weiterer gesetzlicher Bestimmungen über die Benutzung, Leitung und Abwehr der Gewässer mit Ausschluss von Vorschriften über den Betrieb von Schiffahrt" überlassen. Auf diese Weise sind in Österreich 17 fast wörtlich gleichlautende Landesgesetze aus den Jahren 1870 bis 73 entstanden.

Ungarn hat ein selbständiges Wasserrecht, welches sich aber an die Grundsätze des österreichischen Wasserrechtes anschliesst. Konzessionen zu Wasserwerksanlagen an Flüssen werden in Ungarn nur auf bestimmte Zeit, höchstens auf 50 Jahre erteilt.

1. Eigentumsverhältnisse.

Das Reichsgesetz erklärt nach § 3 auch die nicht zur Fahrt mit Schiffen oder gebundenen Flössen dienenden Strecken der Flüsse und Ströme, sowie Bäche und Seen und andere fliessende und stehende Gewässer als öffentliches Gut, soweit sie nicht infolge besonderer gesetzlicher Bestimmungen oder besonderer Privat-Rechtstitel jemanden zugehören.

2. Nutzungsrechte.

Aus der eben erwähnten Auffassung über das Eigentum an den Gewässern folgt schon, dass für die überwiegende Anzahl aller neuen Wasserkraftanlagen dem Staate die Verleihung von Nutzungsrechten zusteht. Aber auch bezüglich der noch verbleibenden Privatgewässer bestimmt das Reichsgesetz, dass die Benutzung durch die aus dem Zusammenhange und der Unentbehrlichkeit des Wassers hervorgehenden öffentlichen Rücksichten beschränkt ist.

Zur Feststellung der alten Rechte und übersichtlichen Zusammenstellung der neu verliehenen bestimmen die einzelnen Landesgesetze ziemlich übereinstimmend, dass bei jeder politischen Behörde ein Wasserbuch nebst Wasserkarten geführt wird, worin sämtliche im Bezirk bereits bestehenden und die künftig neu erworbenen Wasserbenutzungsrechte, sowie die Bestimmungen wegen der Höhe des zulässigen Staues ein- und nachzutragen sind.

Auch in Österreich machen sich Bestrebungen geltend, welche eine neuere die Anrechte der Allgemeinheit noch mehr betonende Ausgestaltung des Wasserrechtes im besonderen in bezug auf die Wasserkraftanlagen wünschen. Durch Verfügung des Ministeriums für Eisenbahn und für Handel sind Untersuchungen angeordnet, welche planmässig diejenigen Wasserkräfte, und zwar zunächst in den Alpenländern, feststellen sollen, welche etwa für die Durchführung des elektrischen Betriebes auf den Eisenbahnen in Frage kommen könnten.

Deutschland.

Durch das Reichsgesetz vom 28. Dezember 1873 (R.G.Bl. S. 379) ist dem Reiche die gemeinsame Gesetzgebung über das gesamte bürgerliche Recht übertragen und dadurch die Möglichkeit eröffnet, dass das Reich über die Benutzung des Wassers auch bürgerlich rechtliche Grundsätze aufstellt. Aus dem neuen bürgerlichen Gesetzbuch für das deutsche Reich, welches am 1. Januar 1900 in Kraft getreten ist, wurde aber das Wasserrecht vorläufig vollständig herausgelassen. Nach Artikel 65 und 66 des Ein-

führungsgesetzes vom 18. August 1896 bleiben die landesgesetzlichen Vorschriften, welche dem Wasserrechte angehören, unberührt mit Einschluss des Mühlenrechtes und des Flössereirechtes, sowie der Vorschriften zur Bewässerung und Entwässerung der Grundstücke und der Vorschriften über Anlandungen, entstehende Inseln und verlassene Flussbetten etc. [7]).

Infolgedessen sind die einzelnen Bundesstaaten selbständig vorgegangen. In den meisten grösseren Bundesstaaten sind entweder neue Wassergesetze bereits erlassen oder doch in Vorbereitung.

a) Preussen.

Die Grundlage des preussischen Wasserrechtes bildet das allgemeine Landrecht von 1794, obwohl es das Wasserrecht nur sehr unvollkommen und stückweise geregelt hat.

Das Gesetz vom 15. November 1811 wegen des Wasserstaues bei Mühlen und Verschaffung der Vorflut (Vorflutedikt) ordnet zuerst die Verhältnisse für Wasserkraftanlagen.

Wichtiger ist das Gesetz über die Benutzung der Privatflüsse vom 28. Februar 1843, welches noch heute im wesentlichen für die hier in Frage stehenden Zwecke massgebend ist. Das Gesetz schafft zuerst eine Unterscheidung zwischen öffentlichen und privaten Flüssen, von denen die ersteren der Vertretung der Allgemeinheit, d. h. dem Staate gehören, während sich die anderen in Privatbesitz befinden, wie es der Name sagt. Es steht auf dem Standpunkt, dass am Wasser von Privatflüssen, zu welchen im Sinne des Gesetzes alle nicht schiffbaren Flüsse, ferner Quellen, Bäche, Fliessen und Seen, welche keinen Abfluss haben, gehören, jeder Uferbesitzer grundsätzlich auf die Strecke seiner Anliegerschaft an einem Ufer die Verfügung über das vorüberfliessende Wasser zur Hälfte besitzt, jedoch gehalten ist, von ihm abgeleitetes Wasser in das Flussbett zurückzuleiten, bevor der Fluss das Ufer eines fremden Grundstückes berührt. Kein Uferbesitzer darf einen Rückstau über die Grenzen seines Grundstückes hinaus, sowie keine Überschwemmung oder Versumpfung fremder Grundstücke verursachen. Der Anlieger ist nicht berechtigt, dem Flusse das darin fliessende Wasser soweit zu entziehen, dass eine erhebliche, bleibende Verminderung des Wasserschatzes eintritt. Auch kann weder ein Anlieger noch ein Dritter an einem Privatfluss von der Behörde mit Berechtigungen zur Ableitung auf ein Triebwerk beliehen werden. Der Uferbesitzer kann aber die Vermittelung der Verwaltungsbehörden in Anspruch nehmen, um sich durch behördliches Aufgebotsverfahren darüber Sicherheit zu verschaffen, welche Widerspruchsrechte oder Entschädigungsansprüche gegen die von ihm beabsichtigte Verwendung des Wassers erhoben werden können. Das Gesetz von 1843 hat auf die im Jahre 1866 zum preussischen Gebiet neu hinzugetretenen Provinzen noch keine Anwendung gefunden, vielmehr sind die alten Landesgesetze daselbst in Kraft geblieben. Ausgenommen hiervon sind die Bestimmungen des Gesetzes von 1843 bezüglich Zulässigkeit der Zwangsbildung von Wassergenossenschaften. Wenn Unternehmungen zur Be- oder Entwässerung etc., deren Vorteile einer ganzen Gegend zugute kommen, nur durch ein gemeinsames Wirken zustande zu bringen und fortzuführen sind, sollen die Beteiligten zu gemeinsamer Anlegung und Unterhaltung der erforderlichen Werke auch gegen ihren Willen durch landesherrliche Verordnung verpflichtet und zu besonderen Wassergenossenschaften vereinigt werden können. Dieser Teil des Gesetzes

---

[7]) Bd. I des Elbstrombuches Seite 331.

ist durch Verordnung vom 28. Mai 1867 auch in den 1866 von Preussen neu erworbenen Landesteilen eingeführt. Zu einer neuen einheitlichen Regelung des preussischen Wasserrechtes ist es bis jetzt noch nicht gekommen, vielmehr hat die preussische Regierung bisher den Weg der Novellengesetzgebung für einzelne der Ordnung dringend bedürftiger Teile des Wasserrechtes beschritten.

Von diesen ist das wichtigste das Gesetz vom 1. April 1879 (G.S. S. 297), welches die Bildung von Wassergenossenschaften neu und eingehender regelt. Nach diesem Gesetze können zur Benutzung der Gewässer für Be- und Entwässerungs-, sowie Wasserversorgungszwecke, zum Schutze der Ufer, zur Unterhaltung, Benutzung und Anlegung von Wasserläufen oder Sammelbecken, endlich zur Herstellung und Verbesserung von Wasserstrassen (Flössereien und anderen Schiffahrts-Anlagen) sowohl freie Genossenschaften, als auch bei erfolgtem Nachweise eines öffentlichen oder gemeinschaftlichen Nutzens öffentliche Genossenschaften gebildet werden. Letztere unterstehen staatlicher Aufsicht. Ein Zwang zum Eintritt in eine neu zu bildende Genossenschaft kann nur ausgeübt werden, wenn letztere zur Ent- und Bewässerung von Land- und Grundstücken oder zum Schutze der Landeskultur dienen sollen und die Mehrheit der Beteiligten sich für das Unternehmen erklärt hat[8]).

Das erwähnte Gesetz von 1879 ist insofern für die hier vorliegenden Zwecke von Bedeutung, als in weiterer Entwicklung mit teilweiser Abänderung desselben für die Wupper (19. Mai 1891) und für die Ruhr je ein Spezialgesetz erlassen worden ist, auf Grund deren es möglich wurde, Zwangsgenossenschaften für die Anlegung von Talsperren zu bilden, welche neben anderen Zwecken, auch der Kraftausnützung dienen. Um ein Bild von der Organisation solcher Zwangsgenossenschaften zu geben, ist im Anhange Anlage IV das Statut der „Wupper-Thalsperren-Genossenschaft“ abgedruckt.

Für die nicht schiffbaren Gewässer hat der Minister für Landwirtschaft im Jahre 1892 eine Anweisung erlassen, wonach für die verschiedenen Flussgebiete von den Meliorations-Bauinspektoren Wasserbücher und Wasserkarten aufzustellen sind. Infolgedessen waren bereits nach den Mitteilungen im Jahrbuch für Gewässerkunde Norddeutschlands für das Abflussjahr 1901 im Jahre 1904 42 Wasserbücher ganz und 42 andere teilweise fertig gestellt. Diese Wasserbücher enthalten aber doch im Wesentlichen technische Angaben, da die einheitliche gesetzliche Grundlage zur amtlichen Feststellung der Rechtsverhältnisse noch fehlt.

Binnen kurzem wird wahrscheinlich auch in Preussen eine Neuregelung des gesamten Wasserrechtes erfolgen, da ein Gesetzentwurf bereits fertig gestellt und in den verschiedenen Instanzen der Staatsverwaltung durchberaten ist.

b) Bayern.

In Bayern waren die wasserrechtlichen Fragen bisher durch 3 Gesetze vom 28. Mai 1852[9]) geregelt und zwar:

1. durch das Gesetz, die Benutzung des Wassers betreffend,

---

[8]) Textabdruck sämtlicher preussischer Gesetze betreffend Wasserrecht und Wasserpolizei von F. Frank, Breslau 1886.

2. Auflage von Frank, systematisch neu bearbeitet von A. Nieberding: Wasserrecht und Wasserpolizei der deutschen Staaten, Breslau 1889. — Die preussische Gesetzgebung über Vorflut usw. mit Kommentar von O. Hahn, 2. Aufl., Breslau 1886.

[9]) J. v. Pözl, Die bayerischen Wassergesetze vom 28. Mai 1852 (2. Aufl., Erlangen 1880).

2. durch das Gesetz über die Bewässerungs- und Entwässerungs-Unternehmungen zum Zwecke der Bodenkultur,

3. durch das Gesetz über den Uferschutz und den Schutz gegen die Überschwemmungen.

Die Wassergesetze vom 28. Mai 1852 hatten, was die Benützung des Wassers der Privatflüsse anbelangt, die grundlegenden Bestimmungen aus dem preussischen Gesetze vom 28. Februar 1843 übernommen (vergl. S. 44), jedoch den Verwaltungsbehörden einen etwas weiteren Spielraum eingeräumt. Unterm 15. Februar 1904 ist der Kammer der Abgeordneten der Entwurf eines neuen Wassergesetzes für das Königreich Bayern vorgelegt und in der Session 1905 erneut eingereicht, welcher nach dem bisherigen Verlaufe der Kammerverhandlungen Aussicht hat, angenommen zu werden[10]. Es sollen deshalb aus diesem Entwurf hier kurz die Hauptpunkte angeführt werden, weil sie auch die Entwickelung des Rechtes am besten zeigen.

1. Eigentumsverhältnisse.

Der Entwurf unterscheidet wie üblich zwischen öffentlichen und privaten Gewässern und charakterisiert die öffentlichen Gewässer wie folgt:

Art. 1.

„Öffentliche Gewässer sind die Flüsse und Flussteile, welche zur Schiff- „und Flossfahrt dienen (öffentliche Flüsse), sowie die Nebenarme solcher Flüsse, „selbst wenn sie nicht zur Schiff- oder Flossfahrt dienen, dann die vom Staate „errichteten Kanäle, insoweit sie durch die Staatsregierung der Schiff- oder „Flossfahrt eröffnet sind.“

Abs. 2. „Welche Seen und sonstige geschlossene Gewässer als öffent- „liche zu betrachten sind, bemisst sich nach den bestehenden Rechtsverhält- „nissen.“

Art. 3.

„Flüsse und Flussteile behalten mit ihren Nebenarmen die Eigenschaft „öffentlicher Flüsse, wenn sie nicht mehr zur Schiff- oder Flossfahrt benutzt „werden.“

Die Privatgewässer, als welche alle nicht öffentlichen Gewässer anzusehen sind, werden unterschieden in

1. Geschlossene Gewässer.
2. Privatflüsse und Bäche.

Bezüglich des Eigentums bestimmen

Art. 2.

„Die öffentlichen Gewässer stehen im Eigentum des Staates.“

Art. 5.

„Die Ufer der öffentlichen Flüsse gehören den Eigentümern der anliegen- „den Grundstücke etc.“

Art. 6.

„Die Uferlinie der öffentlichen Flüsse wird durch die Verwaltungsbe- „hörde nach dem mittleren Wasserstand unter besonderer Berücksichtigung der „Vegetationsgrenze festgesetzt und, wo es notwendig ist, auf angemessene Weise „bezeichnet.“

[10]) Bei Drucklegung hatte der Entwurf in einer besonderen Nachsession im Spätsommer 1906 die Genehmigung von Abgeordneten-Kammer und Reichsrat bereits gefunden.

Für Privat-Gewässer bestimmen und zwar

a) für geschlossene Gewässer

Art. 16.

„Soweit nicht andere Rechtsverhältnisse bestehen, erstreckt sich das „Eigentumsrecht an einem Grundstücke auf das Wasser, welches

„1. auf das Grundstück in Seen, Weihern (Teichen), Zisternen, Brunnen „und anderen Behältern, in künstlich angelegten Wasserleitungen, Kanälen und „Gräben sich befindet,

„2. auf dem Grundstück unterirdisch vorhanden ist (Grundwasser),

„3. darauf entspringt (Quelle) oder sich natürlich sammelt, solange es „von dem Grundstücke nicht abgeflossen ist."

Abs. 2. „Hinsichtlich der Solquellen und der Grubenwässer finden die „Bestimmungen des Berggesetzes Anwendung."

b) Für Privatflüsse und Bäche.

Art. 23.

„Die Privatflüsse und Bäche, die weder im Eigentum des Staates „noch anderer Personen stehen, sind Bestandteile der Grundstücke, zwischen „denen sie hindurchfliessen."

Abs. 2. „Gehören die Ufer verschiedenen Eigentümern, so wird die „Eigentumsgrenze vorbehaltlich etwaiger anderweitiger Festsetzungen gebildet:

1. „In Ansehung der gegenüberliegenden Ufergrundstücke durch eine „durch die Mitte des Flusses nach Massgabe des mittleren Wasserstandes zu „ziehende Linie;

2. „In Ansehung der anliegenden Ufergrundstücke durch eine von dem „Endpunkte der Landgrenze rechtwinkelig zu der in Ziff. 1 bezeichneten Mittel„linie des Wasserlaufes zu ziehende Linie.

Abs. 3. „Die Bestimmungen der Art. 8, 9, des Art. 14 Abs. 1 und des „Art. 15 finden auf diese Privatflüsse und Bäche entsprechende Anwendung."

2. Nutzungsrechte.

Bezüglich der Benutzung der Gewässer ist unterschieden zwischen dem Gemeingebrauch und den besonderen Nutzungen.

Der Gemeingebrauch ist auf Grund der hierfür zu erlassenden polizeilichen Vorschriften jedermann unentgeltlich gestattet, soweit nicht besondere Vorrichtungen zur Erleichterung desselben in Frage kommen.

Für **alle besonderen Nutzungsanlagen**, gleichgültig ob an Privat- oder öffentlichen Gewässern, ist eine behördliche Genehmigung notwendig.

In der Abteilung VII des bayerischen Gesetzentwurfes ist die Frage der **Wasserbücher** geregelt:

Art. 194.

„Bei jeder Distriktsverwaltungsbehörde ist über die Stauanlagen und „Triebwerke mit gespannter Wasserkraft an öffentlichen und Privatgewässern, „dann über die Anlagen zur Zuführung von Flüssigkeiten in solche Gewässer, „ferner über Bewässerungs- und Entwässerungsanlagen, soweit die sämtlichen „bezeichneten Anlagen mit Erlaubnis oder Genehmigung der Behörde errichtet „sind, ein Wasserbuch zu führen. Das Wasserbuch soll über die hinsichtlich

„dieser Anlagen bestehenden Rechtsverhältnisse die erforderlichen Aufschlüsse „enthalten."

Art. 195.

„In das Wasserbuch sind von Amts wegen einzutragen:

„1. Alle Anlagen der in Art. 194 bezeichneten Art, die nach dem „Inkrafttreten dieses Gesetzes neu errichtet werden.

„2. Alle nach dem Inkrafttreten dieses Gesetzes mit behördlicher Erlaub- „nis oder Genehmigung erfolgenden Änderungen an Anlagen der im Art. 194 „bezeichneten Art, gleichviel, ob die Anlage vor oder nach dem Inkrafttreten „dieses Gesetzes errichtet worden ist.

Abs. 2. „Solche Eintragungen erfolgen gebührenfrei."

Art. 196.

„Auf Antrag eines Berechtigten sind in das Wasserbuch auch „zur Zeit des Inkrafttretens dieses Gesetzes schon bestehende Anlagen der im „Art. 194 bezeichneten Art einzutragen."

Abs. 2. „Zu diesem Zwecke hat der Antragsteller der Behörde die zum „Nachweise seiner Berechtigung dienenden Belege vorzulegen."

Abs. 3. „Erachtet die Behörde, soweit erforderlich nach Einvernahme „der ihr bekannten Beteiligten, den Nachweis für zweifellos erbracht, so hat sie „die Eintragung vorzunehmen. Andernfalls ist der Antrag durch Veröffentlichung „geeignet bekannt zu machen. In der Bekanntmachung ist darauf hinzuweisen, „dass Einwendungen gegen den Bestand des angemeldeten Rechtes binnen einer „angemessenen Frist bei der Verwaltungsbehörde anzubringen sind und dass die „Eintragung, sofern innerhalb der Frist Einwendungen nicht einkommen, antrags- „gemäss erfolgen wird. Von der Bekanntmachung sind die der Behörde be- „kannten Beteiligten besonders zu verständigen."

Abs. 4. „Werden Einwendungen geltend gemacht, so hat die Eintragung „zu unterbleiben."

Abs. 5. „Die Kosten des Verfahrens fallen dem Antragsteller zur Last."

Art. 197.

„Die näheren Bestimmungen über die Einrichtung und die Fortführung „der Wasserbücher werden durch Ministerialvorschrift getroffen."

Art. 198.

„Die Einsicht in die Wasserbücher und deren Beilagen „steht jedem frei, der ein berechtigtes Interesse darlegt. Unter „der gleichen Voraussetzung kann auch gegen Entrichtung der vorschrifts- „mässigen Gebühr die Erteilung von einfachen oder beglaubigten Auszügen und „Abschriften aus dem Wasserbuch und seinen Beilagen gefordert werden."

Es sei hier zum Vergleich auf die Bestimmungen des italienischen Gesetzes und des württembergischen Gesetzes hingewiesen, welche insofern weiter gehen, als alte Rechte nicht nur auf Antrag, sondern auch von Amts wegen eingetragen werden.

In der Begründung zu dem Gesetzentwurf ist ausgeführt:

„Das Wasserbuch des vorliegenden Entwurfes, wie auch der neueren „deutschen Gesetze und Gesetzentwürfe kann allerdings nicht über die privat „rechtlichen Verhältnisse eines Wasserlaufes erschöpfenden Aufschluss geben; „weil, soweit Eigentums- und Dienstbarkeitsrechte an den Gewässern begründet „werden, ihre dringliche Wirksamkeit in der Regel von der Eintragung ins

„Grundbuch abhängig ist. Dem Wasserbuch kann daher ein öffentlicher Glaube, „wie solcher den Hypotheken- und Grundbüchern zukommt, nicht zugesprochen „werden."

3. Konzessionserteilung.

Zur Errichtung oder Abänderung von Stauanlagen oder Triebwerken an öffentlichen Gewässern oder Privatflüssen und Bächen ist nach Art. 49 die vorgängige Genehmigung der Verwaltungsbehörde erforderlich.

Da die privaten Eigentums- und Nutzungsrechte an den Privatgewässern durch das Gesetz neu bestätigt sind, so kann für Genehmigungen von Wasserkraftanlagen an Privatflüssen zugunsten des Staates eine Abgabe, soweit sie nicht den Charakter einer Aufwandsentschädigung trägt, nicht erhoben werden. Bei der Erteilung der Genehmigung können vielmehr lediglich Vorschriften gemacht werden, welche im verkehrs-, gewerbe- oder gesundheitspolizeilichen Interesse oder zum Schutze und zur Förderung der allgemeinen Landeskultur, der Fischerei etc. und zur Abwendung von Hochwasserschäden notwendig sind. Ferner solche Vorschriften, welche verhüten sollen, dass keine einem anderen schädliche Stauung, keine Überschwemmung und Versumpfung oder sonstige Beschädigung fremder Grundstücke und Anlagen verursacht wird und dass nicht zum Nachteil anderer eine nutzlose Verschwendung oder eine ungleichmässige Ausnutzung des Wassers stattfindet.

Bezüglich der Erlaubnis zur Wasserbenützung an öffentlichen Gewässern bestimmt Artikel 42, dass die Erlaubnis von der Verwaltungsbehörde in der Regel auf eine bestimmte Zeit oder in widerruflicher Weise erteilt wird. Die Verwaltungsbehörde ist hierbei befugt, dem Unternehmer weitere Bedingungen im Interesse der Land- und Forstwirtschaft, der Landeskultur und der Fischerei, sowie der Industrie und des Gewerbebetriebes aufzuerlegen. Ferner bei dem Zusammentreffen mehrerer Unternehmungen vom Standpunkte des Gemeinwohls die Wahl zu treffen; endlich die Erlaubnis auf gewisse Betriebszwecke oder auf bestimmte Unternehmer einzuschränken.

Art. 42, Abs. 3 bestimmt: „Eine auf Grund unwiderruflicher Erlaubnis „eingeräumte Nutzung kann nur im Wege der Zwangsenteignung nach Massgabe „der Bestimmungen der Art. 153 bis 155 entzogen oder geschmälert werden."

Da für die bis 1904 in Bayern an öffentlichen und dem Staate gehörigen Privatflüssen ausgenützten 84000 PS_e nur eine jährliche Gebühr von rund 9630 Mk. als sogenannte Rekognitionsgebühr für das Jahr erhoben wurde, und da nach den bislang bestehenden gesetzlichen Bestimmungen eine höhere Gebühr nicht erhoben werden konnte, will das Gesetz hierin Wandel schaffen und lässt nach Art. 71 Abs. 1 die Auflegung besonderer Gebühren an den Staat zu. Die näheren Bestimmungen sollen nach Art. 71 Abs. 2 durch Ministerialvorschrift getroffen werden. In den Motiven zum Gesetz ist in dieser Beziehung gesagt:

„Eine allgemeine gesetzliche Regel für die Festsetzung der Gebühren erscheint „insbesondere bei der Gewährung besonderer Nutzungen nicht tunlich, da hier „im Einzelfalle pflichtgemäss zu erwägen sein wird, ob das Unternehmen durch „die Auflage der Gebühr nicht erheblich erschwert oder gar unmöglich gemacht „würde, wie überhaupt bei der Bemessung der Gebühr allgemeine volks-„wirtschaftliche Gesichtspunkte gegenüber den fiskalischen Er-„wägungen in den Vordergrund zu treten haben."

4. Erleichternde Bestimmungen: Genossenschaften, Zwangsverpflichtungen, Zwangsenteignungen.

Nach dem Gesetzentwurf können auch für Stau- und Triebwerks-Anlagen, sowie für Sammelbecken öffentliche Wassergenossenschaften gebildet werden: Art. 109 und folg. Nach Art. 111 ist die Bildung einer Genossenschaft nur zulässig, wenn bei dem Unternehmen ein Interesse des Gemeinwohls oder doch ein gemeinwirtschaftlicher Nutzen obwaltet. Nach Art. 111, Abs. 2, setzt die Bildung von Genossenschaften mit Beitrittszwang ausserdem voraus, dass das Unternehmen in wirtschaftlicher oder technisch zweckmässiger Weise nur durch Ausdehnung auf die Grundstücke der Widerstrebenden ausgeführt werden kann, und der voraussichtliche Nutzen des Unternehmens den zu erwartenden Schaden überwiegt. Nach den Motiven kommt aber die Bildung einer Zwangsgenossenschaft nur für die Instandhaltung, nicht für die Benutzung von Gewässern in Frage.

Nach dem Muster des württembergischen Gesetzes sieht der bayerische Entwurf in Abteilung V, Art. 156, 157, 158—162 gewisse Zwangsrechte vor, welche von den Verwaltungsbehörden den Unternehmern gegenüber anderen Eigentümern oder Berechtigten verliehen werden können. Diese Zwangsrechte beziehen sich auf die Benutzung von Wasser eines Privatflusses, welches bisher von dem Berechtigten selbst nicht benutzt wurde, oder nach ergangener Aufforderung nicht innerhalb einer gesetzten Frist nutzbar verwendet wird, ferner auf die Benutzung des ganzen Flussbettes und des gegenüber liegenden Ufers zur Errichtung einer Stauanlage durch den Eigentümer von nur einem Flussufer; schliesslich auf die Benutzung eines fremden Grundstückes zur ober- oder unterirdischen Zu- und Ableitung des Triebwassers etc.

Das Zwangsenteignungsrecht auf Grund des Gesetzes vom 17. November 1837, betreffend die Zwangsabtretung von Grundeigentum für öffentliche Zwecke kann für Stau- und Triebwerksanlagen und Sammelbecken nur an genossenschaftliche Unternehmungen erteilt werden.

5. Sonstige allgemeine Bestimmungen.

Das Gesetz gibt im Interesse der Allgemeinheit den Verwaltungsbehörden weitgehendste Befugnisse zum Erlass von Verordnungen, behufs Regelung des Gemeingebrauches der Gewässer, Förderung der allgemeinen Landeskultur, sowie der Fischerei, Abwehr von Hochwassergefahren und zum Erlasse von gewerbe-, verkehrs- und gesundheitspolizeilichen Verordnungen. Es unterstellt die Unterhaltung aller Wasserläufe der staatlichen Aufsicht und regelt die Unterhaltungspflichten, die Bildung von Unterhaltungsverbänden etc.

c) Sachsen.

Für das Königreich Sachsen ist ein neues Wassergesetz bereits soweit vorbereitet dass es binnen kurzer Zeit den gesetzgebenden Körperschaften vorgelegt werden wird, und es kann deshalb hier davon abgesehen werden, über die alten gesetzlichen Bestimmungen in Sachsen nähere Mitteilungen zu machen[11]).

d) Württemberg.

Für das Königreich Württemberg ist ein neues Wassergesetz teilweise schon mit der Verkündigung am 1. Dezember 1900, vollständig aber erst seit dem 1. Januar 1902 in Kraft getreten.

---

11) Das Wasserrecht im Königreich Sachsen von Dr. K. E. Leuthold, Leipzig, Rossbergsche Buchhandlung 1892.

1. Eigentumsverhältnisse.

Das Gesetz vom 1. Dezember 1900 erklärt alle in natürlichem oder künstlichem Bette ständig fliessenden Gewässer, sowie diejenigen Seen, welche einen in gleicher Weise ständig fliessenden Ablauf haben, für öffentliche Gewässer.

Als Privat-Gewässer werden daher nur angesehen:

1. die unterirdischen Gewässer, soweit nicht ein öffentliches Gewässer in seiner Fortsetzung streckenweise unterirdisch fliesst,
2. Teiche, Zisternen, Brunnen, Röhren oder Gräben, welche als geschlossene Gewässer angesehen werden können,
3. Gewässer, welche nur zeitweise fliessen[12]).

Alle öffentlichen Gewässer, und das sind nach der Definition des Gesetzes ungefähr alle, welche für Kraftzwecke in Frage kommen, gehören dem Staate, sofern nicht wohlerworbene Rechte Einzelner an diesen Gewässern, mögen sie auf dem öffentlichen oder auf dem Privatrecht beruhen, vorliegen. Diese wohlerworbenen Rechte bleiben als dem öffentlichen Recht angehörige Nutzungsrechte mit unverändertem Inhalt bestehen.

Das Eigentum am Bette der Privatflüsse gehört den Anliegern.

2. Nutzungsrechte.

Die öffentlichen Gewässer, an denen wohlerworbene Rechte Einzelner keinen Anteil haben, sind nach Massgabe besonderer Bestimmungen des Gesetzes dem Gemeingebrauch unter Aufsicht der Staatsgewalt unentgeltlich und ohne besondere behördliche Erlaubnis überlassen.

Alle besonderen Nutzungsberechtigungen insonderheit für Wasser-Kraftanlagen sind dagegen in allen Fällen von einer Genehmigung und, sofern wohlerworbene Privatrechte nicht vorliegen, auch von einer Verleihung abhängig.

3. Konzessionen.

Über die Verleihung von Wassernutzungsrechten entscheidet die Kreisregierung und in der Beschwerdeinstanz das Ministerium des Innern. Die gleichen Behörden haben auch über die (polizeiliche) Genehmigung der Wasserbenutzungsanlagen zu erkennen. Treffen mehrere Anträge auf Verleihung einer Wassernutzung zusammen, welche nebeneinander nicht bestehen können, so ist, wenn eine angemessene Verteilung der Wassermenge, des Gefälles oder der Gebrauchszeiten den wirtschaftlichen Interessen nicht entspricht, denjenigen Unternehmungen der Vorzug einzuräumen, von welchen nach Abwägung sämtlicher in Betracht kommender tatsächlicher Verhältnisse und Interessen der überwiegende gemeinschaftliche Nutzen zu erwarten ist. Bei dem Vorliegen besonderer Verhältnisse kann die Verleihung auf einen bestimmten Zeitraum beschränkt oder unter der ausdrücklichen Bedingung erteilt werden, dass eine nachträgliche Ergänzung oder Abänderung der gegebenen Vorschriften vorbehalten bleibt. In der Regel findet eine Zeitbeschränkung bei der Verleihung eines Wassernutzungsrechtes nicht statt; dagegen können den Umständen entsprechende Fristen festgesetzt werden, binnen welchen die gesamte Wassernutzungsanlage bei Vermeidung des Erlöschens des Verleihungsrechtes begonnen, ausgeführt und dem Betriebe übergeben werden muss.

---

12) Das württembergische Wassergesetz vom 1. Dezember 1900 von Rechtsanwalt H. Bierer in Tübingen. Verlag von S. Ebner in Ulm.

Entsprechend den Grundlagen des Gesetzes soll der Staat keinen direkten Gewinn aus der Verleihung der Wasserrechte ziehen, vielmehr erhebt er nur nach Art. 31 einmalig:

1. für die Erteilung der Verleihung des Wasserrechtes in der Regel 5 Mk., für die rohe PS bis zu 5000 Mk.;
2. für die Genehmigung von Wasserbenutzungsanlagen, soweit hiermit eine Verleihung von Wasserrechten nicht verbunden ist, Gebühren von 5—150 Mk.

4. Wasserbücher.

Bei jeder Kreisregierung ist zur Klarstellung der bestehenden Wasserrechtsverhältnisse ein Wasserrechtsbuch zu führen. Ebenso ist bei jedem Oberamt eine Abschrift des Wasserrechtsbuches, soweit es sich auf die öffentlichen Gewässer des Oberamtsbezirkes bezieht, fortlaufend zu halten. Die Einsichtnahme des Wasserrechtsbuches nebst Beilagen, sowie der auf den Oberämtern gehaltenen Abschriften ist jedermann gestattet, der ein berechtigtes Interesse darlegt. Unter der gleichen Voraussetzung werden auf Verlangen beglaubigte Abschriften gegen Kostenersatz ausgefertigt. In das Wasserrechtsbuch müssen alle die Benutzung der öffentlichen Gewässer betreffenden Rechtsverhältnisse eingetragen werden, welche nach dem Inkrafttreten des Gesetzes unter der Mitwirkung der Behörden neu begründet oder hinsichtlich ihres Bestandes oder Umfanges geordnet werden. Auch die zur Zeit des Inkrafttretens des Gesetzes bezüglich der Benutzung der öffentlichen Gewässer bestehenden Rechtsverhältnisse, insbesondere der Umfang und die Art der gestatteten Wasserbenutzung, die zugelassene Stauhöhe, die statthaften Weiten der Einlassstellen und die vorgeschriebene Beschaffenheit der übrigen, für die zulässige Wasserbenutzung massgebenden Einrichtungen sollen in das Wasserrechtsbuch eingetragen werden. Bei denjenigen Wassernutzungsrechten, über deren Bestand und Umfang öffentliche Urkunden, namentlich Konzessionsurkunden bei den Kreisregierungen vorliegen, hat der Eintrag nach vorhergegangener Vernehmung der Beteiligten von Amts wegen zu erfolgen. Wenn öffentliche Urkunden nicht vorliegen, wird die Eintragung nur auf Antrag eines Beteiligten bewirkt, nachdem der bezügliche Beweis erbracht ist. Dem Verordnungswege bleibt die Festsetzung von Fristen vorbehalten, innerhalb deren sämtliche zur Zeit des Inkrafttretens des Gesetzes bezüglich der Benutzung der öffentlichen Gewässer bestehenden Rechtsverhältnisse in die Wasserbücher eingetragen werden sollen. Inzwischen sind erlassen:

Eine Verfügung des Justizministeriums vom 18. Oktober 1901 (Amtsblatt des Justizministeriums S. 99), betreffend den Vollzug des Wassergesetzes;

eine Verfügung des Ministeriums des Innern vom 4. November 1901 wegen der grundbuchmässigen Behandlung der öffentlichen Gewässer (Amtsblatt des Justizministeriums S. 101) und

eine Verfügung des Finanzministeriums vom 14. November 1901 (Amtsblatt des Justizministeriums S. 103). Die letzten beiden Verfügungen enthalten Anweisungen an die zuständigen Amtsstellen wegen Prüfung und Ergänzung der privatrechtlichen Eintragungen und Löschung derjenigen Eintragungen im Grundbuch, welche nichts anderes, als den öffentlichen Charakter des Wasserlaufes nachweisen.

Für den Nachweis des Privat-Eigentums an einem öffentlichen Gewässer bleibt also das Grundbuch und, bis zur völligen Neuordnung desselben, der Nachweis der wohlerworbenen Rechte massgebend. Für den Bestand und Umfang der besonderen

Wassernutzungsrechte ist bis auf weiteres der Eintrag im Wasserrechtsbuch noch nicht allein massgebend, sondern der Rechtsgrund, auf welchen der Erwerb des Nutzungsrechts sich stützt.

Nach den getroffenen Verfügungen müssen aber in Württemberg in absehbarer Zeit die Wasserrechtsbücher eine vollkommen sichere Unterlage für die Beurteilung aller Wasserrechtsverhältnisse an einem Wasserlauf geben. Die Eintragungen in das Wasserbuch erfolgen gebührenund sportelfrei.

5. Erleichternde Bestimmungen: Zwangsverpflichtungen, Genossenschaften, Enteignung.

Durch die ortspolizeiliche Behörde kann einem Besitzer eines Wassergrundstückes die Zwangsverpflichtung auferlegt werden, gegen vollen Ersatz des eventuell bewirkten Schadens die Vornahme von Vermessungen, Nivellierungen oder Grunduntersuchungen auf seinem Grundstücke zu dulden.

Wenn für eine Stauanlage, welche der Ufereigentümer in einem öffentlichen Gewässer herzustellen beabsichtigt, die Benutzung des gegenüberliegenden Ufers notwendig wird, so kann dem Eigentümer des letzteren auf Antrag des Unternehmers im Verwaltungswege die Auflage gemacht werden, die Benutzung seines Grundstückes gegen vorgängige volle Entschädigung insoweit zu gestatten, als eine solche Benutzung zur Ausführung und zum Gebrauch der Stauanlage erforderlich ist. Auch kann im Verwaltungswege dem Besitzer einer Stauanlage aufgelegt werden, die Mitbenutzung anderen Unternehmern, welche gleichfalls eine Wasserkraftanlage auszuführen beabsichtigen, zu gestatten, wenn dadurch die Wassernutzung des Besitzers der Stauanlage nicht geschmälert oder erheblich erschwert wird. Hierbei ist dem neuen Unternehmer aufzulegen, volle Entschädigung zu gewähren, und einen, dem Masse der Mitbenutzung entsprechenden Anteil an den Kosten der Anlage sowie der künftigen Unterhaltung mit zu übernehmen. Ebenso können für die Bauzeit einer neuen Wasserkraftanlage oberhalb und unterhalb liegenden Wasserkraftbesitzern gewisse Beschränkungen des Betriebes gegen volle Entschädigungen auferlegt werden. Schliesslich kann auch einem Besitzer von Terrain, dessen Benutzung für die Ausführung einer Wasserkraftanlage unbedingt notwendig ist, die Zwangsverpflichtung auferlegt werden, die Anlage von Zu- und Ableitungen gegen volle Entschädigung zu gestatten. Die Zwangsverpflichtungen werden in geordnetem Verfahren von der Kreisregierung auferlegt. Gegen die Verfügung der letzteren ist die sofortige Beschwerde an das Ministerium des Innern zulässig, welches endgültig entscheidet. Innerhalb einer Ausschlussfrist von 6 Monaten kann sowohl der Unternehmer, als auch der für verpflichtet Erklärte bei den bürgerlichen Gerichten Klage auf anderweitige Feststellung des Schadenersatzes und Kostenanteiles erheben.

Zur Errichtung von Wasserkraftanlagen etc. können Wassergenossenschaften gebildet werden. Die Wassergenossenschaft als solche hat selbständige Rechte und Pflichten. Sie kann Eigentum und andere dingliche Rechte an Grundstücken erwerben und vor Gericht klagen und verklagt werden.

Für die Verbindlichkeit der Genossenschaft haftet das Vermögen derselben.

Wenn es sich um ein Unternehmen handelt, welches einen erheblichen volkswirtschaftlichen Nutzen vermittelt, kann auf Ansuchen durch königliche Entschliessung eine Genossenschaft als öffentliche anerkannt werden.

Die öffentliche Wassergenossenschaft gilt als ein körperschaftlicher Verband des öffentlichen Rechtes. Ein Beitrittszwang findet aber bei Wassergenossenschaften nur

statt, wenn es sich um die Ausführung einer Bewässerungs- und Entwässerungs-Anlage für die Zwecke der Bodenkultur oder Torfgewinnung handelt. Da aber solche Anlagen oft gleichzeitig auch zur Gewinnung von Wasserkraft dienen, so hat diese Bestimmung auch für unsere Zwecke grosse Bedeutung.

Ein Enteignungsrecht kann für Wasserkraftanlagen nur in ganz besonderen Fällen und wenn es sich um ein Unternehmen im direkten Interesse des Staates oder anderer öffentlicher Korporationen handelt, auf Grund des allgemeinen Zwangsenteignungsgesetzes erteilt werden.

6. Sonstige allgemeine Bestimmungen.

Das Gesetz wahrt den Verwaltungsbehörden natürlich das Recht, Privatbesitztitel an Wasserläufen durch einschlägige Verordnungen zu beschränken, soweit es im Interesse der Allgemeinheit erforderlich erscheint

Es genügt hier auf die bezüglichen kurzen Mitteilungen aus dem bayerischen Gesetzentwurf zu verweisen (vergl. Seite 50 ad 5).

e) Baden.

Für das Grossherzogtum Baden ist ein neues Wassergesetz vom 26. Juni 1899 erlassen[13]). Vom gleichen Tage datiert ein neues Enteignungsgesetz[14]).

Das Wassergesetz ist ergänzt durch eine Verordnung des Ministeriums des Innern vom 8. Dezember 1899[15]).

1. Eigentumsverhältnisse.

Als öffentliche Gewässer sind nach § 1 des neuen Wassergesetzes, alle ihrer Natur nach oder durch künstliche Veranstaltungen schiff- und flössbaren Flüsse, Kanäle und Seen betrachtet. Als Bestandteil der öffentlichen Gewässer gelten auch die Nebenarme, welche bei den gewöhnlichen Anschwellungen des Hauptgewässers zur Abführung der Wassermasse dienen, die Sammelbecken, Zu- und Ableitungen, worin Wasser für die Zwecke des öffentlichen Gewässers gesammelt, zu- und abgeleitet wird etc.

Das Eigentum an allen öffentlichen Gewässern steht dem Staate zu.

Seen, an denen Eigentumsrechte anderer nicht nachweisbar sind, stehen gleichfalls im Eigentum des Staates.

Es steht dem Staate jederzeit zu, ein Gewässer oder eine Strecke desselben durch künstliche Veranstaltungen schiffbar oder flössbar zu machen oder durch einen dritten machen zu lassen und dem Gewässer so die Eigenschaft als öffentliches zu verleihen. Den an dem Gewässer Eigentums- oder Nutzungsberechtigten ist der aus dieser Massnahme entstehende Schaden vom Staate oder von dem durch den Staat berechtigten Unternehmer zu ersetzen.

Im Gegensatz zum bayerischen Gesetzentwurf spricht das badische Gesetz nicht von „privaten". sondern von „nicht öffentlichen" Gewässern, und es bestimmt der § 2:

„Alle natürlichen, nicht öffentlichen Wasserläufe (Flüsse, Bäche) stehen „im Eigentum der Gemeinden, soweit sich das Bett innerhalb ihrer Gemarkung „befindet. Bildet der Wasserlauf die Grenze zwischen zwei inländischen Ge-

---

13) Gesetzes- und Verordnungsblatt für das Grossherzogtum Baden 1899, XXVI., Seite 309. Wiener, Geh. Regierungsrat: Das badische Wassergesetz vom 26. Juni 1899 usw. Karlsruhe 1900. Verlag der G. Braunschen Hofbuchdruckerei.

14) Gesetzes- und Verordnungsblatt XXVII., Seite 359.

15) Desgl. Nr. III, Seite 397.

„markungen, so ist im Zweifel die Mittellinie des Wasserlaufes die Eigentums-„grenze."

Es kommen nach dem badischen Gesetz für Wasserkraft-Anlagen also nur Gewässer in Frage, welche entweder dem Staate oder den Gemeinden gehören, da die künstlichen, nicht öffentlichen Wasserläufe (§ 3) und die geschlossenen Gewässer (§ 4), welche dem Privateigentum überlassen sind, für Wasserkraftanlagen nur in seltenen Ausnahmefällen in Frage kommen können. Bei allen Gewässern bilden die Uferlinien die Grenze zwischen dem Privatbesitz und dem Gewässer. Die Uferlinien bestimmen sich im Zweifel nach dem normalen mittleren Wasserstande; sie können unter Aufsicht der technischen Behörde vermarkt werden.

Das dem Staate an den öffentlichen und den Gemeinden an den natürlichen, nicht öffentlichen Wasserläufen zustehende Eigentum kann im Wege privatrechtlicher Abmachungen weder auf andere übertragen, noch mit Rechten belastet werden (§ 5).

2. Nutzungsrechte.

Der Gemeingebrauch an den Gewässern ist jedermann unentgeltlich und ohne besondere Erlaubnis nach Massgabe der hierfür zu erlassenden Verordnungen gestattet (§ 12).

Die anderweitige Benutzung eines Wasserlaufes hat derart zu erfolgen, dass in die am gleichen Wasserlaufe bestehenden Nutzungsrechte und in die Eigentumsrechte anderer nicht eingegriffen wird, und dass es sämtlichen Nutzungsberechtigten möglich ist, für ihre Grundstücke den tunlichsten Vorteil aus dem Wasser zu ziehen. Die Verleihung von besonderen Nutzungsrechten aller Art steht allein dem Staate zu. An den natürlichen, nicht öffentlichen Wasserläufen, welche sich im Besitze der Gemeinden befinden, steht den Anliegern unentgeltlich aber nach Massgabe polizeilicher Verordnungen die Entnahme von Eis, Sand, Kies, Schlamm, Steinen, Pflanzen und sonstigen festen Stoffen zu. Die Gemeinden können an den nicht öffentlichen Wasserläufen, soweit ältere Rechte Dritter nicht entgegenstehen, die besonderen Nutzungsrechte selber ausüben oder durch Verträge an Dritte verpachten. Der Pachtvertrag kann für eine Zeit bis zu 60 Jahren unkündbar geschlossen werden. Bei Verpachtung über die Dauer von 30 Jahren ist die Zustimmung der Staatsbehörden erforderlich.

3. Wasserbücher.

Die einschlägigen Bestimmungen des Gesetzes sind ganz ähnlich wie die des württembergischen Gesetzes, welchem das badische Wassergesetz wohl als Vorbild gedient hat.

4. Konzessionserteilung.

Für alle Wasserkraftanlagen ist eine staatliche Genehmigung notwendig. Bei den öffentlichen Wasserläufen kann für das mit der Genehmigung zu erteilende Nutzungsrecht vorbehalten werden (§ 41):

1. „dass als Gegenleistung ein angemessenes, einmaliges oder periodisches Ent-„gelt zu entrichten sei;
2. „dass im Falle des Erlöschens der Genehmigung die Benutzungsanlagen unter „Wiederherstellung des früheren Zustandes zu beseitigen sind oder unent-„geltlich oder gegen eine die Anlagekosten nicht übersteigende Vergütung in „das Eigentum des Staates oder der Gemeinde übernommen werden können;
3. „dass zur Verhütung unbilliger oder ungleichmässiger Behandlung der Be-„teiligten behördliche Bestimmungen über die Preise getroffen werden können,

„welche für die Darbietung der durch die Anlage erzielten Nutzwirkungen an „einen grösseren Kreis von Beteiligten zu stellen sind, insbesondere hinsicht- „lich des unter gleichen Verhältnissen zu stellenden Höchstbetrages.

Die Genehmigung kann mit Beschränkung auf eine bestimmte Dauer erteilt werden. Bei der Genehmigung wird eine Frist gestellt, innerhalb derer, von der Zustellung der Genehmigung an gerechnet, die Anlagen auszuführen sind.

5. Erleichternde Bestimmungen: Zwangsverpflichtung, Genossenschaften, Enteignung.

Die Zwangsverpflichtungen, welche im Interesse der leichteren Durchführung von Wasserkraftanlagen nach dem Gesetz von den Verwaltungsbehörden auferlegt werden können, sind im grossen und ganzen ähnlich denjenigen des bayerischen Entwurfes und württembergischen Gesetzes und brauchen deshalb hier nicht besonders hervorgehoben zu werden.

Ausser zur gemeinsamen Anlage von Be- und Entwässerungen, Wasserschutz, Wasserversorgung und Abführung von Abwässern und Abgängen durch fliessendes Wasser. § 50, Abs. 1, 2, 4 und 5 ist auch nach Abs. 3 zur Errichtung, Benutzung und Unterhaltung von gemeinsamen Stauwerken, Sammelbecken und zugehörigen Zu- und Ableitungsanlagen die Bildung von Wassergenossenschaften zulässig. Es ist auch gestattet, mehrere Zwecke, für welche die Bildung von Wassergenossenschaften erlaubt ist, in einem Unternehmen zu vereinigen. Einer Genossenschaft sollen mindestens drei Mitglieder angehören. Die Wassergenossenschaft erhält dadurch Bechtsfähigkeit als eine juristische Person des öffentlichen Rechtes, dass zu ihrer Bildung von der zuständigen Zentralbehörde die Genehmigung erteilt wird.

Kann ein dem öffentlichen Interesse oder einem überwiegenden Interesse der Landeskultur dienendes Unternehmen nur unter Mitwirkung mehrerer Eigentümer, deren Grundstücke davon Vorteil ziehen, zweckmässig ausgeführt werden, und sprechen sich mindestens zwei Drittel der beteiligten Eigentümer nach dem massgebenden Stimmgewicht (§ 73) für die Ausführung unter Bildung einer Genossenschaft aus, so können die beteiligten Eigentümer, welche die Teilnahme verweigern, als verpflichtet erklärt werden, einer zur Ausführung der gemeinsamen Anlagen zu bildenden Genossenschaft mit ihrem daran beteiligten Grundeigentum als Mitglieder beizutreten. Es sind aber im Gesetze zahlreiche Kautelen geschaffen, dass von dem Beitrittszwang nur ganz ausnahmsweise und unter weitgehendem Schutze der Privatinteressen Gebrauch gemacht werden kann.

Das Enteignungsrecht auf Grund des im Eingange erwähnten Gesetzes (vergl. S. 54) vom 26. Juni 1899 kann bei Wasserkraftanlagen nur dann zur Geltung kommen, wenn das Unternehmen als von öffentlichem Nutzen erklärt ist.

6. Sonstige allgemeine Bestimmungen.

Das Gesetz enthält natürlich auch alle Bestimmungen zur Wahrung der allgemeinen öffentlichen Interessen. Es dürfte genügen, hier auf die kurzen, bei Besprechung des bayerischen Gesetzentwurfs gemachten Mitteilungen hinzuweisen (vergl. Seite 50).

III. Die für die Erlangung einer Konzession und für die Genehmigung der Bauten notwendigen Unterlagen.

Die einschlägigen Vorschriften sind naturgemäss in den verschiedenen Ländern verschieden, und der projektierende Ingenieur muss sich daher den Wortlaut derselben

beschaffen, bevor er sein Gesuch abgehen lässt. Im grossen und ganzen sind diese Vorschriften in den verschiedenen Staaten zwar einander ähnlich, weichen aber doch in manchen Einzelheiten und besonders in bezug auf die vorgeschriebenen Masstäbe erheblich von einander ab, so dass schon deshalb die Kenntnis des genauen Wortlauts im Einzelfalle unentbehrlich wird. Um hier über die üblichen Anforderungen im grossen und ganzen zu orientieren, mögen nachstehend eine deutsche und zwar die badische und eine ausländische und zwar die italienische Verordnung im Einzelnen mitgeteilt werden.

1. Die Verordnung vom 8. Dezember 1899 zum Vollzuge des badischen Wassergesetzes vom 26. Juni 1899 schreibt in § 16 und 17 vor, dass mit dem Gesuche einzureichen sind:

a) Eine Beschreibung der zu errichtenden Anlagen oder der an einer schon bestehenden Anlage beabsichtigten Veränderungen samt den rechnerischen Begründungen und Nachweisen über die Einwirkung des Unternehmens auf den Zustand und das Verhalten des Gewässers (Stauwirkung, Wasserverbrauch und dergleichen), sowie zutreffendenfalls auf den Betrieb bereits vorhandener Wasserbenutzungsanlagen.

b) Ein Lageplan, welcher die für die Errichtung der Anlage in Aussicht genommenen Grundstücke und zutreffendenfalls die Anlage, deren Änderung beabsichtigt ist, den Lauf des Gewässers und dessen seitliche Zuflüsse, soweit sie durch das Unternehmen berührt werden, die benachbarten Grundstücke und Anlagen, auf welche das Unternehmen voraussichtlich eine Einwirkung ausüben kann, unter geeigneter Angabe der Eigenschaft (Namen und Grundstücksnummer) darstellt und in welchen die beabsichtigte Anlage unterscheidbar (in der Regel mit einfachen roten Linien) einzuzeichnen ist. (Mastab 1 : 1000).

c) Längenprofile der unter b) bezeichneten Gewässer, soweit das Unternehmen auf deren Zustand und Verhalten, sowie auf bestehende Anlagen an denselben voraussichtlich eine Einwirkung ausüben kann oder die Kenntnis der Gefällsverhältnisse der Gewässer zur Beurteilung des Unternehmens sonst erforderlich ist, ferner Längenprofile der Zu- und Ableitungskanäle. (Längen 1 : 1000, Höhen 1 : 100).

d) Querprofile im Anschluss an die unter c) genannten Längenprofile mit Einzeichnung der für die Beurteilung des Unternehmens wichtigen Wasserstände (1 : 100).

e) Bauzeichnungen über die im Gewässer zu errichtenden Stauanlagen und deren Zubehör, sowie über sonstige bauliche Herstellungen, welche für die Einwirkung des Unternehmens auf das Gewässer von Bedeutung sind oder welche nach §§ 91 und 92 des Gesetzes der Genehmigung bedürfen, zutreffendenfalls Bauzeichnungen über die an solchen Bauten beabsichtigten Veränderungen; (1 : 100 oder 1 : 50).

f) bei Wassertriebwerken, Bauzeichnungen über das Triebwerk mit allen für die Verwendung des Wassers wichtigen Zubehören, wie Leerläufen, Ablässen und dergleichen, zutreffendenfalles über die an solchen Anlagen beabsichtigten Veränderungen; (1 : 100 oder 1 : 50).

g) Wenn zugleich Bauten vorgenommen werden sollen, welche einer polizeilichen Genehmigung oder Anzeige bedürfen, die erforderlichen Bau- und Lagepläne.

Die vorbenannten Beilagen des Genehmigungsgesuches müssen in dreifacher Ausfertigung eingereicht und derart beschaffen sein, dass aus ihnen das beabsichtigte Unternehmen in allen wesentlichen Bestandteilen und Einzelheiten, die Art der Ausführung und des Betriebes, sowie die voraussichtliche Einwirkung desselben auf die in Frage kommenden Gewässer, auf die Ufergrundstücke und auf bereits bestehende Anlagen klar zu erkennen ist.

Die in Klammern beigefügten Angaben über die Masstäbe sollen nach § 17 der Verordnung „in der Regel“ gewählt werden. Es ist wohl anzunehmen, dass bei grossen Anlagen für die Lagepläne und Längenprofile auch kleinere Masstäbe wie 1 : 1000 und für die Querprofile kleinere wie 1 : 100 als zulässig erachtet werden.

2. Das Regolamento vom 26. November 1893 zum italienischen Gesetz vom 10. August 1884
unterscheidet zwischen dem generellen Projekt, welches für die Erlangung der Konzession einzureichen ist und dem speziellen Projekt, auf Grund dessen die Baugenehmigung erteilt wird.

Zur Erlangung der Konzession sind erforderlich:

1. Ein Erläuterungsbericht nebst Angaben und Berechnungen über den beabsichtigen Stau, die Mengen des abzuleitenden Wassers, über die Leitung desselben, über die Eigentumsverhältnisse der Grundstücke, welche benutzt werden sollen etc.
2. Ein Lageplan im Masstabe von mindestens 1 : 10000.
3. Ein Längsprofil des Flusses und des Kanales in einem Längenmasstab von mindestens 1 : 10000 und einem Höhenmasstab von mindestens 1 : 500.
4. Querprofile des Flusses und des Werkkanales 1:200.
5. Zeichnungen aller Bauwerke mit den Hauptmaassen, im Masstabe von 1:200 bis 1:500.
6. Ein überschlägiger Kostenanschlag.

Für das spezielle Projekt, welches der Baugenehmigung zugrunde gelegt werden soll, werden verlangt:

1. Ein ausführlicher Erläuterungsbericht mit allen statischen und hydraulischen Berechnungen.
2. Ein Lageplan im Masstabe von 1 : 1000 bis 1 : 2000, sowie Einzellagepläne für spezielle Bauwerke im grösseren Masstabe (1:500) nach den Vorschriften der Präfektur.
3. Längenprofile im Masstabe für die Längen von 1:1000 bis 1:2000, für die Höhen von 1 : 100 bis 1:200.
4. Querprofile in ausreichender Zahl, um die Bodenbewegung und den Umfang der übrigen Bauarbeiten danach ermitteln zu können (1 : 200).
5. Zeichnungen aller Bauwerke im Masstabe von mindestens 1:200.
6. Massenberechnungen.
7. Kostenanschlag.
8. Beschreibung der Bauausführung mit Angabe der Bauzeit, sowie der Art und der Bedingungen der Arbeitsvergebung.

B. Die Gesetzgebung betreffend die Führung von Starkstromleitungen.

Da die Ausnützung der Wasserkräfte in den weitaus häufigsten Fällen durch Umwandlung in elektrische Energie erfolgt, welche auf mehr oder weniger weite Strecken zu leiten ist und hierbei die Benutzung von Privatterrain und von öffentlichen Wegen, und zwar oft verschiedener Gemeinden, unumgänglich notwendig ist, sind in einigen Ländern gesetzliche Bestimmungen bereits getroffen worden, in andern Ländern in Vorbereitung, welche die Verlegung von elektrischen Starkstromleitungen erleichtern

sollen. Es kann hier nur auf eine allgemeine Orientierung ankommen und für diesen Zweck wird es genügen, wenn über den Stand der einschlägigen Gesetzgebung nur einiger Staaten kurz berichtet wird.

Italien.

Für Italien ist bereits im Jahre 1894 ein einschlägiges Gesetz erlassen worden (Legge sulla trasmissione a distanza delle correnti elettriche destinate al trasporto ed alla distribuzione delle energie per uso industriale 7 giugno 1894).

Zu diesem Gesetz gehört eine durch königliches Dekret genehmigte ministerielle Ausführungsverordnung (Regolamento per l' esecuzione della legge 7 giugno 1894 n. 232, sulla trasmissione a distanza dell' energia per mezzo di correnti elettriche del 25 ottobre 1895, publicato nella gazetta ufficiale del 12 novembre 1895).

Das Gesetz bestimmt, dass jedem Privatgrundeigentümer sowohl, als auch Gemeinden, abgesehen von bebauten Grundstücken, Höfen, Gärten etc., die Zwangsverpflichtung auferlegt werden kann, die Führung, Unterhaltung und Bedienung von ober- und unterirdischen Stromleitungen auf ihren Grundstücken zu dulden, wenn der Unternehmer nachweisen kann, dass das betreffende Grundstück oder der Weg oder die Strasse notwendig sind, um das Unternehmen in zweckmässiger Weise auszuführen, und wenn das Unternehmen selbst für die Allgemeinheit eine solche Bedeutung hat, dass nach dem Urteil der zuständigen Verwaltungsbehörden die Auferlegung einer solchen Zwangsverpflichtung gerechtfertigt erscheint.

Es kann auch den Eigentümern von Gebäuden und Mauern etc., welche an öffentlichen Strassen liegen, die Zwangsverpflichtung auferlegt werden, an den nach den öffentlichen Strassen zu gelegenen Teilen der Gebäude oder Mauern etc. die Anbringung von Leitungsträgern zu dulden. Der Unternehmer ist verpflichtet, dem betreffenden Grundeigentümer eine angemessene Entschädigung zu gewähren, welche von den Verwaltungsbehörden festgesetzt wird, vorbehaltlich des beiden Teilen offenen Rechtsweges.

Nach Art. 2 des Gesetzes ist der Unternehmer gehalten, alle erforderlichen Massregeln zu treffen, um Gefahren für Leib und Leben von Personen zu vermeiden, und er hat sich allen Vorschriften zu unterwerfen, welche diesbezüglich von den Behörden erlassen werden.

Nach Art. 1 des Regolamento kann den Eigentümern von Grundstücken, welche für die Führung einer elektrischen Starkstromleitung in Frage kommen, auf Antrag des Unternehmers durch den Präfekten die Zwangsverpflichtung auferlegt werden, vorübergehend das Betreten ihrer Grundstücke durch den Unternehmer oder seine Angestellten gegen Schadenersatz zu dulden.

Nach Art. 6 des Regolamento ist für die Auferlegung der nach dem Gesetze zulässigen Zwangsverpflichtungen der Präfekt zuständig, wenn sich die betreffenden Leitungen des Unternehmens nur auf den einen Bezirk (Provincia) beziehen und wenn keine öffentlichen Anlagen des Staates davon berührt werden, in allen anderen Fällen das Ministerium für Landwirtschaft, Handel und Industrie.

Nach Art. 14 des Regolamento darf der Zwangsverpflichtete keine Massregel ergreifen, welche den Bau, den Betrieb und die Unterhaltung der Leitungsanlagen zum Schaden des Unternehmers zu erschweren geeignet sind. Nur in besonderen Fällen kann der Zwangsverpflichtete verlangen, dass die Leitungen von der in der Konzession genehmigten Stelle verlegt werden, wie andererseits auch der Unternehmer nur die genehmigten Stellen zur Ausübung seiner Rechte benutzen darf. Bei Auferlegung der

Zwangsverpflichtung wird festgelegt, welche grösste Anzahl und welchem grössten Querschnitt von Leitungen der Zwangsverpflichtete auf seinem Grundstück zu dulden hat. Der Unternehmer hat ohne besondere Erlaubnis das Recht, seine Leitungsanlagen bis zu dieser Grenze nach und nach zu verstärken.

Im Art. 12 des Regolamento ist hervorgehoben, dass es möglichst vermieden werden soll, elektrische Hochspannungsleitungen längs der Eisenbahn und längs von solchen öffentlichen Strassen, Flüssen und Kanälen zu verlegen, an welchen sich dem öffentlichen Dienst gewidmete Telegraphen- oder Telephonlinien befinden.

Ferner enthält das Regolamento eine ganze Reihe von Bestimmungen mehr technischer Natur über die Mindesthöhe der oberirdischen Leitungen über dem Erdboden (bei öffentlichen Strassen 6,0 m), über die Kreuzungen von Eisenbahnen (möglichst rechtwinklig und mit der untersten Hochspannungsleitung mindestens 7,0 m über den Schienen), über die Kreuzungen von Flüssen, Kanälen, öffentlichen Strassen, über die Schutznetze und andere Massregeln, welche verhindern sollen, dass Personen mit stromführenden Teilen der Anlage in Berührung kommen, über die Rechte und Pflichten des Unternehmers und der zwangsverpflichteten Grundeigentümer, über die Dienststellen, welche die Überwachung zu leiten haben und anderes mehr.

Erläutert sind das Gesetz und das Regolamento:

a) Durch das Circolare del Ministero delle Finanze, luglio 1897, n. 80. — Concessioni di servitu per passaggio di condutture elettriche per uso industriale sopra stabili del Demanio antico, dell' Asse ecclesiastico e del patrimonio amministrato per conto della pubblica istruzione.

b) Durch das Circolare del Ministero delle Finanze 1 settembre 1897 n. 66527 — 6327. — Concessioni di forze motrici dai corsi d'acque pubbliche da trasportarsi a grandi distanze per mezzo dell' energia elettrica.

c) Durch das Circolare del Ministero delle finanze, 31 ottobre 1900. n. 63426 — 11246. — Atti di abbonamento all' uso dei telefoni e convenzioni per somministrazione di gas, di luce o di energia elettrica.

Frankreich.

In Frankreich hatte man sich schon seit längerer Zeit mit dem Erlass eines ähnlichen Gesetzes befasst. Schon im Jahre 1894 hatte eine staatliche Kommission Vorschläge ausgearbeitet, welche sich schliesslich zu einem im Juli 1897 der Kammer vorgelegten Gesetzentwurf verdichteten. Dieser Entwurf, ebenso wie verschiedene spätere wurden durch Schluss der Kammersessionen hinfällig.

Auf Grund eines Entwurfes des Abgeordneten M. L. Janet hat endlich die Kammer am 27. Februar 1906 ein Gesetz (Loi sur la distribution d'énergie) angenommen, welches im Mai 1906 die Genehmigung des Senates fand und unter dem 15. Juni 1906 veröffentlicht wurde[16].

Dieses Gesetz bestimmt, dass ein Unternehmen zur Verteilung elektrischer Energie überhaupt keine Erlaubnis nötig hat, wenn es an keinem Punkte öffentliche Wege berührt, ausgenommen den Fall, wo eine Starkstromleitung sich auf mehr als 10,0 m einer öffentlichen Telegraphen- oder Telephonlinie nähert. Berührt ein solches Unternehmen öffentliche Wege, so sind die zuständigen Behörden befugt, entweder eine einfache Er-

[16]) Das Gesetz ist im Anhange Anlage II Seite 84 u. folg. wörtlich mit abgedruckt, ebenso wie der zugehörige Bericht der Senatskommission, verfasst vom Senateur N. Chautemps.

laubnis zur Benutzung der Wege oder eine Konzession zu erteilen. Die einfache Erlaubnis wird nicht an eine bestimmte Zeit gebunden, unterliegt den allgemeinen Bestimmungen und ist deshalb auch widerruflich. Sie verleiht auch dem Unternehmer keinerlei besondere Rechte. Bei Verleihung einer Konzession dürfen Monopole für die Verteilung von elektrischer Energie für Kraftzwecke überhaupt nicht eingeräumt werden, dagegen kann eine Gemeinde oder ein Syndikat von Gemeinden bei Vergebung der Konzession einem Unternehmer ein ausschliessliches Recht auf Stromlieferung für öffentliche und private Beleuchtung einräumen. Solche Vorzugsrechte sind bei Konzessionen, welche der Staat später erteilen sollte, zu berücksichtigen. Sie dürfen aber auf keinen Fall für länger als 30 Jahre erteilt werden. Für die Erteilung einer einfachen Erlaubnis dürfen keinerlei besondere Bedingungen gestellt werden, welche einen Vorteil für die Gemeinden oder den Staat bedeuten. Bei Erteilung von Konzessionen können sich die Gemeinden Vorzugspreise für die Stromlieferung für öffentliche Zwecke ausbedingen. Im übrigen dürfen nur bestimmte vom Conseil d'Etat in einer Ausführungsverordnung festgesetzte Gebühren für die Benutzung der Wege und Strassen erhoben werden, während alle anderen etwaigen Lasten in Geldeswert (charges pécuniaires) zugunsten der die Konzession erteilenden Körperschaften ausgeschlossen sind. Nach den Motiven des Gesetzes soll die Gebühr für die Benutzung der Wege nur eine Entschädigung für Mehrkosten darstellen, welche den Gemeinden durch das Vorhandensein der Starkstromleitungen entstehen können. Dadurch, dass vom Conseil d'Etat ein Einheitstarif für diese Gebühren aufgestellt wird, soll verhindert werden, dass die Entwickelung solcher Unternehmungen durch die Fiskalität einzelner Gemeinden gefährdet oder behindert wird.

Liegt ein Unternehmen ausschliesslich in einer Gemeinde, so ist der Maire sowohl für die Erteilung der Erlaubnis, als auch für die Vergebung einer Konzession nach Anhörung des Gemeinderates zuständig.

Mehrere Gemeinden können sich zu einem Syndikat vereinigen und in diesem Falle ist der präsidierende Bürgermeister des Syndikates zuständig nach Beschlussfassung sämtlicher Gemeinderäte.

Alle auf solchem Wege von Gemeinden erteilten Konzessionen bedürfen der Genehmigung des Präfekten.

Überschreitet ein Unternehmen die Grenzen einer Gemeinde oder eines Syndikats von Gemeinden, so wird die Konzession von den Organen des Staates erteilt und zwar, wenn das Unternehmen die Grenze eines Departements nicht überschreitet, vom Präfekten, anderenfalles vom Minister der öffentlichen Arbeiten nach Anhörung des Ministers des Innern.

Alle Konzessionen, gleichgültig von welcher Behörde sie erteilt werden, müssen nach einem Muster-Lastenheft gegeben werden, welches der Conseil d'Etat aufzustellen hat. Soll von dem Muster-Lastenheft abgewichen werden, so kann dies nur mit Genehmigung des Conseil d'Etat geschehen. Das Muster-Lastenheft enthält einen Tarif für die Energieabgaben, dessen Preise vom Unternehmer nicht überschritten werden dürfen.

Keine Erlaubnis oder Konzession kann ein Hindernis für andere Erlaubnisse oder Konzessionen bilden. Ausgenommen hiervon ist nur der oben bereits erwähnte Fall, dass eine Gemeinde oder ein Syndikat von Gemeinden ein ausschliessliches Recht auf Stromlieferung für öffentliche und private Beleuchtung erteilt hat. Im letztgedachten

Falle darf anderen Unternehmern die Benutzung derselben öffentlichen Strassen für die Verteilung von Energie für Beleuchtungszwecke während der Dauer des Monopols nicht gestattet werden. Ausgenommen hiervon sind wiederum alle Fälle, in welchen ein Konsument, der im wesentlichen Strom für Kraftzwecke abnimmt, auch seine Arbeitsstätten mit demselben Strom beleuchtet.

Jedem Unternehmer steht es frei, ob er nur eine einfache Erlaubnis für die Verlegung von Leitungen auf öffentlichen Wegen und Strassen, oder eine Konzession beantragen will.

Wenn ein Unternehmen von grösserer wirtschaftlicher Bedeutung ist, so kann ihm auf Antrag die Eigenschaft des öffentlichen Nutzens zuerkannt werden. Die Zuerkennung erfolgt durch einen Beschluss des Conseil d'Etat. Gleichzeitig können den Grundeigentümern, deren Besitztum für die Führung der Starkstromleitungen benutzt werden muss, Zwangsverpflichtungen auferlegt werden, diese Starkstromleitungen während der Zeitdauer der Konzession zu dulden, und zwar kann sich diese Zwangsverpflichtung nicht nur auf Grund und Boden beziehen, sondern es kann einem Eigentümer von Gebäuden auch auferlegt werden, dass er an den nach einer öffentlichen Strasse zu liegenden Bauteilen die Anbringung von Leitungsträgern gestattet, ferner dass er Bäume, deren Zweige der Starkstromleitung hinderlich oder gefährlich werden können, ausschneidet. Durch diese Zwangsverpflichtungen findet eine Eigentumsentziehung nicht statt, vielmehr bleibt der Eigentümer befugt, wenn er zum Beispiel den benutzten Boden bebauen will, oder wenn er seine Gebäude verändern will, die Beseitigung der Starkstromleitungen zu verlangen. Die Auflegung einer Zwangsverpflichtung für eine andere Linienführung bleibt dann vorbehalten. Die für die Auferlegung der Zwangsverpflichtung vom Unternehmer zu zahlenden Schadenersatzbeträge werden von Friedensrichter (Juge de paix) vorbehaltlich des beiden Teilen offenen Rechtsweges festgesetzt. Erachtet der Friedensrichter ein sachverständiges Gutachten für notwendig, so darf nur ein Gutachter ernannt werden.

Für ein Unternehmen, welchem die Eigenschaft des öffentlichen Nutzens zuerkannt ist, kann auch das Enteignungsrecht auf Grund des Gesetzes vom 3. Mai 1841 erteilt werden.

Eine vom Conseil d'Etat auf Grund eines Berichtes der Minister für öffentliche Arbeiten und des Innern zu erlassende Ausführungsverordnung regelt:

Das Verfahren beim Nachsuchen und Erteilen von Konzessionen, wobei auf schnelle Erledigung von Anträgen die weitgehendste Rücksicht zu nehmen ist.

Die allgemeinen und speziellen Vorschriften für den Bau und Betrieb von Anlagen.

Die Art der staatlichen Überwachung dieser Anlagen. Die hieraus entstehenden Kosten fallen dem Unternehmer zur Last.

Die Tarife für die oben mehrfach genannten Gebühren.

Durch Verordnung der Minister für öffentliche Arbeiten, für Handel und Industrie, der Posten und Telegraphen sind alle technischen Bestimmungen zu treffen, denen Starkstromleitungen im Interesse der Sicherheit und im Interesse aller öffentlichen Dienste entsprechen müssen.

Auf Grund des Gesetzes wird ein Comité d'électricité aus 29 Mitgliedern gebildet, bestehend aus 15 Vertretern der verschiedenen Ministerien und aus 14 Vertretern der beteiligten Industrien. Dieses Comité dient als beratende Körperschaft zur Vorberatung und Prüfung der vorgenannten Verordnungen, welche alljährlich einer Revision zu unterziehen sind. Das Gesetz enthält dann noch Strafbestimmungen für solche Fälle, in denen von seiten des Unternehmers gegen die Vorschriften des Gesetzes oder der Aus-

führungsverordnungen verstossen wird, oder wo durch Handlungen Dritter eine böswillige Beschädigung oder Gefährdung solcher Anlagen stattfindet.

Das Gesetz ist von einem Geiste durchdrungen, welcher es dem allgemeinen Interesse am meisten entsprechend erachtet, allen Unternehmungen zur Verteilung elektrischer Energie die möglichste Förderung angedeihen zu lassen.

Im Juni 1906 ist vom Senator Emile Chautemps der in dem Kommissionsbericht (vergl. Fussnote 16) bereits angekündigte Gesetzentwurf vorgelegt, welcher die Verwendung französischer Wasserkräfte im Auslande mittelst elektrischer Fernleitung von der Genehmigung des Conseil d'Etat abhängig machen und eine solche Verwendung für alle Fälle auf 20 Jahre beschränken soll. Der Gesetzentwurf enthält im Wesentlichen dieselben Bestimmungen wie der dem analogen Zweck dienende schweizerische Bundesbeschluss [17]).

Schweiz.

Für die Schweiz ist ein besonderes Bundesgesetz vom 24. Juni 1902 erlassen, betreffend die elektrischen Stark- und Schwachstromanlagen. Es bestimmen:

Art. 1: Die Errichtung und der Betrieb aller Stark- und Schwachstromanlagen, soweit es sich nicht um innere Installationen, oder um isolierte Leitungen innerhalb des Grundstückes eines Unternehmens handelt, unterliegen der Überwachung des Bundes, welcher hierfür besondere Vorschriften erlässt. (Vorschriften betreffend die Unterlagen, welche für die Genehmigung von Starkstromanlagen einzureichen sind, vom 13. November 1903).

Art. 19: Die allgemeine Aufsicht führt im Auftrage des Bundes eine von ihm zu bildende Kommission aus 7 fachverständigen Mitgliedern, worunter Vertreter der elektrischen Wissenschaft und Technik sein müssen.

Art. 21, Abs. 3: Die spezielle Kontrolle der Starkstromanlagen, ausschliesslich derjenigen für elektrische Eisenbahnen, ist einem Inspektorat übertragen.

Art. 27: Der Betriebsunternehmer ist für den Schaden verantwortlich, wenn Personen durch elektrische Starkstromanlagen getötet oder verletzt werden, ausgenommen die Fälle:

a) dass er das Vorliegen von höherer Gewalt nachweisen kann, welche abzuwenden er nicht die Möglichkeit hatte;

b) dass der Unfall durch die Nachlässigkeit Dritter verursacht worden ist.

c) dass eine schwere Schuld den Getöteten oder Verletzten selber trifft, siehe auch Art. 35.

Art. 34: Der Unternehmer ist für die Handlungen seiner Angestellten verantwortlich; ihm bleibt aber das Rückgriffsrecht gegen diese, wenn ein Verschulden derselben vorliegt.

Art. 36: Der von dem Unternehmer zu zahlende Schadenersatz wird von den ordentlichen Gerichten festgesetzt.

Art. 37: Schadenersatzansprüche müssen mindestens 2 Jahre nach dem Unfall bei Gericht angemeldet sein.

Art. 43 und 45: Der Bundesrat kann für den Bau und Betrieb ober- und unterirdischer Starkstromleitungen, sowie für Transformatorenstationen das Enteignungsrecht verleihen.

Art. 44: Dem Eigentümer von Bäumen, welche einer elektrischen oberirdischen

[17]) Vergl. Seite 41 und den Anhang Anlage III, Seite 92.

Starkstromleitung hinderlich oder gefährlich werden können, kann die Zwangsverpflichtung auferlegt werden, die Bäume auszuschneiden.

Art. 55 bis 57 enthalten Strafbestimmungen gegen diejenigen, welche konzessionierte Starkstromanlagen verletzen oder beschädigen, oder welche für sich oder andere einen unberechtigten Vorteil dadurch herbeiführen, dass sie Strom für sich oder andere ableiten, schliesslich Strafbestimmungen wegen Unterlassung der Vorschriften des Inspektorats.

Deutschland.

In den meisten Bundesstaaten existieren spezielle Gesetze, welche in ähnlicher Weise, wie die oben angeführten Gesetze, die Durchführung elektrischer Fernleitungen zu erleichtern bestimmt sind, noch nicht.

Das Enteignungsgesetz vom 26. Juni 1899 des Grossherzogtums Baden bestimmt allgemein, dass für ein dem öffentlichen Nutzen dienendes Unternehmen das Enteignungsgesetz verliehen werden kann. Auf Grund dieses Gesetzes kann auch ein Unternehmer, welcher eine elektrische Kraftverteilung vornehmen will, dessen Art, Umfang und Bedeutung so gross ist, dass ihm die öffentliche Nützlichkeit zuerkannt ist, das Enteignungsrecht erhalten.

Im Königreich Sachsen ist ein neues Enteignungsgesetz vom 24. Juni 1902 (Gesetz- und Verordnungsblatt S. 153) erlassen, nach welchem im Einzelfalle das Gesamtministerium entscheiden kann, ob ein Unternehmen für Übertragung elektrischer Energie dem öffentlichen Nutzen gewidmet ist, und ob die Enteignung zu seiner Durchführung notwendig erscheint. Beispielsweise würde eine Überland-Zentrale, die einer grösseren Anzahl von Ortschaften dient, insbesondere auch zur Beleuchtung von Strassen, Plätzen und öffentlichen Gebäuden, sowie Kraft nicht nur für einzelne Grossbetriebe, sondern auch für eine beträchtliche Anzahl von Kleinbetrieben liefert, als ein dem öffentlichen Nutzen gewidmetes Unternehmen anerkannt werden und — soweit dies zur Durchführung desselben notwendig erscheint — mit dem Enteignungsrecht ausgestattet werden können.

Die Vereinigung der deutschen Elektrizitäts-Werke und der Verband deutscher Elektrotechniker, als die berufensten und bewährten Vertreter der Interessenten, und als die beste Verkörperung der erforderlichen Sachkenntnis haben eine Kommission gebildet, welche „Leitsätze für die einheitliche Regelung der den öffentlichen Starkstromanlagen einzuräumenden Rechte inbezug auf die Benutzung von Verkehrswegen und privatem Eigentum“ ausarbeiten soll. Diese Kommission hat der XIV. Jahresversammlung des Verbandes deutscher Elektrotechniker, welche in Stuttgart am 24.—27. Mai 1906 gehalten wurde, einen Entwurf für solche Leitsätze vorgelegt. (Vergl. Elektrotechnische Zeitschrift 1906, Heft 20, S. 480). Die Jahresversammlung hat aber die Beschlussfassung noch auf ein Jahr zurückgestellt und die Leitsätze an die Kommission zurückverwiesen. Es kann daher davon abgesehen werden, hier Einzelheiten aus diesen Leitsätzen mitzuteilen.

Literaturangabe zu Kapitel I, § 2.

Hahn, Die preussische Gesetzgebung über die Vorflut, die Ent- und Bewässerung und das Deichwesen. 2. Aufl., Breslau 1886.

F. Frank, Textabdruck sämtlicher preussischer Gesetze betreffend Wasserrecht und Wasserpolizei, Breslau 1888.

A. Nieberding, Systematische Darstellung sämtlicher preussischer Gesetze betreffend Wasserrecht und Wasserpolizei, 2. Aufl. (von F. Frank), Berlin 1889.

Heimbach, Wasserrecht in Weiskes Rechtslexikon.
K. E. Leuthold, Das Wasserrecht im Königreich Sachsen, Leipzig 1892.
J. v. Pözl, Die bayrischen Wassergesetze vom 28. Mai 1852, 2. Aufl., Erlangen 1880.
Neubauer, Zusammenstellung des in Deutschland geltenden Wasserrechtes, einschliesslich des Mühlen-, Flösserei- und Flötzrechtes, Berlin 1881.
E. Huber, Die Wassergesetze Elsass-Lothringens, zusammengestellt und erläutert. Mannheim und Strassburg 1877.
P. Peyrer, Ritter von Heimstätt, Das österreichische Wasserrecht, 2. Aufl. (von Peyrer & Grossmann, Wien 1886.
H. Bierer, Das württembergische Wassergesetz vom 1. Dezember 1900 mit den Ausführungsbestimmungen, Ulm 1902.
A. Wiener, Das badische Wassergesetz vom 26. Juni 1899, Karlsruhe 1900.
Der Elbstrom, sein Stromgebiet und seine wichtigsten Nebenflüsse; eine hydrologische, wasserwirtschaftliche und wasserrechtliche Darstellung im Auftrage der deutschen Elbufer-Staaten und unter Beteiligung des preussischen Wasserausschusses, herausgegeben von der Königlichen Elbstrom-Bauverwaltung zu Magdeburg, Berlin 1898.
Congrès de la houille blanche, compte rendu des travaux du congrès, des visites Industriales et des excursions. Deux volumes. Grenoble 1902.
Jahrbuch für die Gewässerkunde Nord-Deutschlands, herausgegeben von der preussischen Landesanstalt für Gewässerkunde, Abflussjahr 1901, Allgemeiner Teil, Berlin 1904.
Edouard Payen, La houille blanche, sa législation. L'économiste français, 5 Septembre 1903.

Anhang zu Kapitel I. § 2, Seite 65—100 enthaltend:

In Anlage I aus der italienischen Gesetzgebung.

a) Artikel 5 des Gesetzes vom 20. August 1884, betreffend Ausnützung der Wasserkräfte; welcher von der Verlängerung der je auf 30 Jahre zu erteilenden Konzessionen handelt.

b) Artikel 35 der zu a) gehörigen Verordnung vom 9. November 1885, welcher genaue Anweisungen über die Handhabung von Artikel 5 des Gesetzes gibt.

c) Artikel 37 der Verordnung vom 26. November 1893, welcher an Stelle der Verordnung ad b) getreten ist.

d) Artikel 25, 26, 27 des Gesetzes vom 29. März 1903, betreffend die Übernahme von öffentlichen Betrieben, wie Wasserwerke, Beleuchtungswerke, Mühlen, Strassenbahnen, Telephone, Apotheken, öffentliche Reinigung, Begräbniswesen, Schlachthäuser, Badeanstalten, Markthallen, Eisfabriken, Nachtasyle, Verkehrsanstalten durch Omnibusse und Automobile, **Wasserkraftanlagen**, öffentliche Anschlagswesen, Trockenböden und Speicher für Mais, Verkauf von Lebensmitteln.

e) die Verfügung des Ministers für öffentliche Arbeiten vom 17. Januar 1898, betreffend die Beschränkung der Konzessionserteilung auf solche Wasserkräfte, welche für den elektrischen Betrieb der Hauptbahn Italiens nicht in Frage kommen können.

In Anlage II aus der französischen Gesetzgebung.

a) den Gesetzentwurf betreffend Wasserkraftanlagen an Privatflüssen mit vorangeschickten ausführlichen Motiven des Ministers für Landwirtschaft M. R. Ruau.

b) das Gesetz über die Verteilung elektrischer Energie vom 15. Juni 1906.

c) Bericht des Senators Chautemps über das Gesetz zu b) und Vorschlag eines Spezialgesetzes betreffend die Verwendung von elektrischer Energie französischen Ursprungs im Auslande.

In Anlage III aus der schweizerischen Gesetzgebung.

a) Vorlage des Bundesrats om 4. Dezember 1905 betreffend die Verwendung von elektrischer Energie schweizerischen Ursprungs im Auslande und Entwurf zu dem Beschluss des Nationalrates vom 30. März 1906.

In Anlage IV aus der deutschen Gesetzgebung.

Das auf Grund des Gesetzes vom 1. April 1879 und des Gesetzes vom 19. Mai 1891 durch königliche Verordnung genehmigte Statut der „Wupper-Thalsperren-Genossenschaft".

Anlage I:

a) Legge concernente le derivazioni di acque pubbliche.

10 agosto 1884.

Art. 5[18]).

Le concessioni temporarie si fanno per un termine non maggiore di anni trenta; ma spirato quel termine, il concessionario ha diritto ad ottenere il rinnovamento della concessione per un altro trentennio, e così successivamente, salvo quelle modificazioni, che per le variate condizioni dei luoghi o del corso d'acqua si rendessero necessarie nel capitolato della concessione. Il rinnovamento della concessione potrà essere negato, quando nel precedente trentennio, sia per non uso, sia per abuso, il concessionario abbia, a giudizio dell' amministrazione, reso frustraneo il fine per cui fu data la concessione stessa.

---

b) Regio Decreto che approva il regolamento per esecuzione della legge 10 agosto 1884 n. 2644 (serie 3ª) sulla derivazione di acque pubbliche.

Monza, 9 novembre 1885.

Regolamento[18])

sulla derivazione di acque pubbliche.

Art. 35. Chi desidera ottenere il rinnovamento di una concessione deve, sei mesi almeno avanti la sua scadenza, presentare la relativa domanda al prefetto.

Questa deve essere corredata di una copia degli atti della prima concessione, cioè del decreto, dell'atto di obbligazione e dei documenti ad essi allegati, di una copia degli atti che abbiano autorizzato variazioni, e di una relazione sullo stato della derivazione, ovvero dell'opificio stabilito sull'acqua pubblica, di fronte alle condizioni della concessione cessante, e sulle variazioni che si volessero introdurre.

Questa relazione sarà accompagnata dai tipi e documenti che sieno, secondo le circostanze, necessarii ai sensi degli articoli 2 al 5 del presente regolamento.

Il prefetto sentirà l'ufficio del genio civile, il quale riferirà se per non uso od abuso della concessione sia stato in tutto od in parte reso frustraneo il fine della concessione medesima; e se e quali modificazioni debbano in essa introdursi per mutamenti avvenuti nelle condizioni dei luoghi e dell'acqua pubblica.

Il prefetto provvederà quindi sulla domanda se si tratta di concessione contemplata dalla prima parte dell'articolo 3 della legge 10 agosto 1884, n. 2644 (serie 3ª), e in ogni altro caso trasmetterà gli atti, con motivato parere, al ministero dei lavori pubblici, dal quale ultimo saranno passati con le proprie osservazioni a quello delle finanze, cui spetterà di prendere gli opportuni provvedimenti. **Nel caso che in virtù dell'articolo 5 della legge 10 agosto 1884, la rinnovazione dovesse essere negata, dovranno essere sentiti previamente il ministero d'agricoltura, industria e commercio, il consiglio superiore dei lavori pubblici e il consiglio di Stato.**

Se le mutazioni avvenute nell'acqua pubblica lo consigliano, il prefetto, o rispettivamente il ministero dei lavori pubblici, potrà ordinare che si proceda come per le domande di

---

18) Vergl. Seite 34.

nouve concessioni, all'effetto però soltanto di determinare da quali condizioni debba essere accompagnata la chiesta rinnovazione.

Dovrà essere seguito a tutti gli effetti il procedimento stabilito per le nouve concessioni, quando sia domandata alcuna fra le modificazioni indicate nell' articolo 31 del presente regolamento.

Potrà essere prescritto in tutto od in parte il detto procedimendo quando sono chieste modificazioni di qualsiasi altra specie nelle condizioni della concessione.

---

c) Regio Decreto che approva il regolamento sulle derivazioni di aque pubbliche in esecuzione della legge 10 agosto 1884, n. 2644 (serie 3a).

Roma, 26 novembre 1893.

Regolamento[19]).

Art. 37.

Chi desidera ottenere il rinnovamento di una concessione deve, almeno sei mesi avanti la sua scadenza, presentare la relativa domanda al prefetto.

Il prefetto integrando, ove occorra, la domanda con gli atti della prima concessione, sentirà l'ufficio del genio civile, il quale riferirà se per non uso od abuso della concessione sia stato, in tutto od in parte, reso frustraneo il fine della concessione medesima, e se abbia recato nocumento ad interessi pubblici privati, e infine se e quali modificazioni debbano in essa introdursi per mutamenti avvenuti nelle condizioni dei luoghi e dell'acqua pubblica.

Il prefetto provvederà quindi sulla domanda, se si tratta di concessione contemplata dalla prima parte dell'art. 3 della legge 10 agosto 1884, n. 2644 (serie 3a) e in ogni altro caso trasmetterà gli atti, con motivato parere, al Ministero di agricoltura, per l'ulteriore procedimento a' sensi degli articoli 16 e seguenti del presente regolamento.

Se le mutazioni avvenute nell'acqua pubblica lo consigliano, il prefetto o rispettivamente il Ministero dei lavori pubblici potrà disporre che si proceda come per le domande di nuove concessioni, allo effetto però soltanto di determinare da quali condizioni debba essere accompagnata la chiesta rinnovazione.

Dovrà essere seguito, a tutti gli effetti, il procedimento stabilito per le nuove concessioni, quando sia domandata alcuna fra le modificazoni indicate nell'art. 33 del presente regolamento.

Potrà essere prescritto in tutto od in parte il detto procedimento quando siano chieste modificazioni di qualsiasi altra specie nelle condizioni della concessione.

---

d) Legge sull' assunzione diretta dei pubblici servizi da parte dei Comuni[20]),

Roma, 29 marzo 1903.

Art. 25.

Il Comuni possono valersi delle facoltà consentite dall'articolo 1° pei servizi che siano già affidati all'industria privata, quando dall'effettivo cominciamento dell'esercizio sia trascorso un terzo della durata complessiva del tempo per cui la concessione fu fatta. Tuttavia i Comuni hanno sempre diritto al riscatto quando sieno passati 20 anni dall'effettivo cominciamento dell'esercizio; ma in ogni caso non possono esercitarlo prima che ne siano passati dieci.

Qualora i Comuni non facciano uso delle facoltà di riscatto nelle epoche sopra determinate, non possono valersene se non trascorso un quinquennio, e così in seguito di cinque in cinque anni.

Il riscatto deve essere sempre preceduto dal preavviso di un anno.

Quando i Comuni procedono al riscatto, debbono pa gare ai concessionari un'equa indennità nella quale si tenga conto dei seguenti termini:

---

19) Vergl. Seite 34.
20) Aus der Gazetta Uffiziale del Regno d'Italia. Anno 1903. Roma, venerdi 3 aprile, vergl. S. 35.

a) valore industriale dell'impianto e del relativo materiale mobile ed immobile, tenuto conto del tempo trascorso dall'effettivo cominciamento dell'esercizio e dagli eventuali ripristini avvenuti nell'impianto o nel materiale ed inoltre considerate le clausole che nel contratto di concessione siano contenute circa la proprietà di detto materiale, allo spirare della concessione medesima;

b) anticipazioni o sussidi dati dai Comuni nonchè importo delle tasse proporzionali di registro anticipate dai concessionari e premi eventualmente pagati ai Comuni concedenti, sempre tenuto conto degli elementi indicati nella lettera precedente;

c) profitto che al concessionario viene a mancare a causa del riscatto e che si valuta al valore attuale che avrebbero, nel giorno del riscatto stesso al sagpio dell'interesse legale, tante annualità eguali alla media dei profitti industriali dell'ultimo quinquennio, quanti sono gli anni pei quali dovrebbe ancora durare la concessione, purchè un tale numero di anni non superi mai quello di venti.

L'importo di tali annualità si calcola sulla media dei redditi netti accertati ai fini dell'imposta di ricchezza mobile dell'ultimo quinquennio, tolti dal medesimo l'anno di maggiore e di minore profitto e depurato dell'interesse del capitale, rappresentato da ciò che si corrisponde al concessionario per i titoli di cui alle lettere a) e b) di questo articolo.

L'ammontare dell'indennità può essere determinato di accordo fra le parti, con l'approvazione della Giunta provinciale amministrativa e della Commissione Reale.

In mancanza dell'accordo decide in primo grado, con decisione motivata, un collegio arbitrale composto di tre arbitri, di cui uno è nominato dal Consiglio comunale, uno dal concessionario ed uno dal presidente del tribunale nella cui giurisdizione è posto il Comune.

Avverso la decisione di tale collegio, così il Comune come il concessionario possono appellarsi ad un altro collegio di tre arbitri, i quali saranno nominati dal primo presidente della Corte d'appello e decideranno come amichevoli compositori.

I Comuni che esercitano la facoltà del riscatto, debbono sostituirsi, nei contratti attivi e passivi del concessionario, in corso coi terzi, per l'esecuzione dell'industria o del servizio, e col personale addetto al servizio stesso, purchè i contratti siano stati stipulati ed il personale sia stato assunto prima del preavviso di cui al terzo alinea del presente articolo. Tuttavia degli oneri derivanti dai detti contratti sarà tenuto conto nella determinazione dell'indennità di riscatto.

Le disposizioni di questo articolo, salvo ciò che si riferisce ai termini del riscatto, non sono applicabili quando le condizioni del riscatto medesimo o della revoca della concessione sieno stabilite da contratto, purchè stipulato sei mesi prima della promulgazione della presente legge.

Art. 26.

Quando i Comuni vogliano far uso della facoltà di riscatto, la deliberazione del Consiglio comunale e il progetto di massima di cui all'art. 10 devono indicare esattamente, oltre ai mezzi con cui vuolsi provvedere alla gestione del servizio, la consistenza dell'impianto che intendesi rilevare e l'ammontare presumibile dell'indennità da corrispondersi ai concessionari.

Qualora, osservate le disposizioni degli articoli 11 e 12, la Commissione Reale abbia dato parere favorevole sul progetto di riscatto, l'indennità dev'essere determinata o d'accordo fra le parti o per decisione arbitrale nei modi stabiliti dall'articolo precedente, prima che il progetto di riscatto venga sottoposto al voto degli elettori del Comune, agli effetti degli articoli 13 e seguenti.

Art. 27.

I Comuni, che intendano concedere all'industria privata qualcuno dei servizi indicati all'articolo 1, debbono sempre nel relativo contratto di concessione riserbarsi la facoltà del riscatto, con tali condizioni e termini che non sieno, pei Comuni medesimi, più onerosi di quelli contenuti nel precedente articolo.

e) Ministero dei Lavori Pubblici[21]).
Direz. generale delle opere idrauliche.
Divisione 5ª. — N. 4497.
Oggetto.
Derivazione di acque pubbliche.
Applicazione di forze idrauliche alla trazione elettrica delle ferrovie.

Ai signori Prefetti.
Alle Direz. Comp. del Genio Civile.
Alle Intendenze di Finanza.

Roma, 17 giugno 1898.

Con circulare 1° settembre 1897, Direzione Generale Demanio e Tasse, N. 76327—6652, il Ministero delle Finanze, preoccupatò della necessità d'impedire che nelle concessioni per derivazione di acque pubbliche ad uso di forza motrice, e specialmente in quelle lasciate per legge alla competenza dei Signori Prefetti del Regno, si rendono possibili accaparramenti e monopoli col concentrare nelle mani di pochi capitalisti speculatori l'ingente tesoro di forze idrauliche esistenti in Italia, richiamava l'attenzione dei Signori Prefetti medesimi, dei Signori Intendenti di Finanza e dei Signori Ingegneri Capi del Genio Civile sul grave argomento, invitandoli ad applicare con severità le disposizioni della legge 10 Agosto 1884 No. 2644 e del Regolamento 26 Novembre 1893 No. 710, in modo da poter conseguire lo scopo, specialmente desiderato, di ripartire equamente fra il maggior numero d'industriali veri e propri un cespite tanto produttivo di pubblica ricchezza.

Con tali efficaci norme l'Amministrazione del Demanio provvidamente intese atutelare gli interessi dell'industria nazionale, in momenti nei quali così largo sviluppo va assumendo il trasporto e impiego delle forze idrauliche esistenti nei nostri corsi d'acque pubbliche a grandi distanze dai punti di presa.

Ma un altro e non meno grande interesse pubblico ha oggi richiamato lo studio del Governo, e in particolare quello del Ministero dei Lavori Pubblici, sempre in rapporto alla utilizzazione di quelle forze. Perocchè di recente sono stati disposti in diverse località del Regno, e in taluna iniziati, esperimenti comparativi per la scelta del sistema di trazione elettrica meglio opportuno all'esercizio delle ferrovie; avvalendosi, per l'oggetto, della forza motrice ricavabile dai corsi d'acqua prossimi o a conveniente distanza dalle linee ferroviarie, di cui si ravvisi utile la transformazione.

Or non è chi non veda quali e quanti sensibili vantaggi alla economia nazionale potrebbero ottenersi da una ben intesa applicazione di quel sistema che fosse riconosciuto preferibile per tale scopo; particolarmente pel considerevole risparmio della spesa, cui attualmente si è soggetti, dell'acquisto di carbon fossile. Si eviterebbe infatti l'esodo all'estero di ingenti somme, che meglio potrebbero dedicarsi a imprese industriali e agricole nei confini del Regno, e in pari tempo non andrebbe negletto un importante coefficiente di pubblica ricchezza, quale è l'impiego della forza motrice, non solo localmente utilizzabile, ma eziandio, pei moderni trovati della scienza, trasportabile a distanza.

Interessa quindi al Governo, ed è mio intendimento ottenere che, pur rispettando le esigenze dello sviluppo industriale della Nazione, in quanto possa quest'ultimo avvantaggiarsi del ricco patrimonio di forza motrice ricavabile dai fiumi e torrenti, non debba lo Stato un giorno trovarsi in condizione di aver ceduto altrui tutto quel patrimonio, nulla serbandone per sè, e vedendosi obbligato o a rinunciare all'applicazione della trazione elettrica sulle ferrovie, o a farvi luogo solo contro adeguati compensi alle Imprese che, più preveggenti, avessero in precedenza ottenuto ed effettuato un fruttifero impiego delle forze idrauliche che allo Stato medesimo occorresse utilizzare.

La Legge in vigore del 1884 ed il Regolamento relativo (i quali certamente non potettero che provvedere a bisogni e rispondere ai criteri del momento, non antivenire fatti e circostanze allora non prevedibili), non agevolano al Governo il compito di conseguire lo scopo suesposto. Con nuove disposizioni legislative, in corso avanzato di studio, sarà supplito al difetto oggi lamentato; ma l'urgenza della cosa non consente lunga attesa.

---

[21]) Vergl. Seite 35.

Nondimeno, se malagevole, come dissi, è il conseguimento di quello scopo, non certo deve riconoscersi impossibile.

Il Regolamento già ricordato del 26 novembre 1893, No. 710, attribuisce facoltà ai Prefetti od all'Amministrazione Centrale, secondo la rispettiva competenza, di respingere senz'altro le domande per derivazione d'acqua, ove ritengano ostare al loro accoglimento gravi motivi di interesse pubblico. Come pure consente agli uni ed all'altra, di indagare, fra più domande concorrenti, se a favore di una di esse militano prevalenti motivi d'interesse pubblico; accertati i quali, debba la medesima venir preferita alle altre, anche se anteriormente presentata.

Ora, pel complesso ed in analogia di tali disposizioni, e di altre che torna inutile quì richiamare, riesce evidente che alla Autorità governativa è senza limiti attribuito di far luogo, o pur no, alle concessioni d'acqua, a seconda che l'accordarle possa, o meno, riuscire di pregiudizio a pubblici interessi. Ed in tale disanima il Ministero dei Lavori Pubblici ha parte preponderante, spettando ad esso (art. 17 del Regolamento) nei casi che la concessione sia di competenza dell'Amministrazione Centrale, di dichiarare se, tenuto conto dell'interesse idraulico e di ogni altro interesse riguardante le opere pubbliche, la concessione medesima possa farsi.

Non può revocarsi in dubbio, ciò stante, che l'applicabilità alla trazione elettrica delle ferrovie della forza motrice ricavabile da un corso d'acqua costituisca un alto interesse riguardante le opere pubbliche. E di conseguenza chiaro ne deriva che ben possa, anzi debba, questo Ministero opporsi ad una concessione, ove risulti che, coll'accordarla, potrebbe quell'interesse soffrire nocumento o impedimento alcuno.

Tuttavia l'indagine relativa puo essere facile pel Ministero dei Lavori Pubblici, quando la concessione sia di competenza della Amministrazione Centrale. Ma quando compete ai Prefetti di accordarla, il caso è diverso, e ben potrebbe l'Autorità prefettizia statuire in opposizione alle vedute dell'Amministrazione Centrale.

E' quindi opportuno che in primo luogo dagli Uffici del Genio Civile, quale che sia la domanda di derivazione sottoposta al loro esame, a forma del Regolamento, sia rivolto lo studio sul punto »se la forza motrice che dai richiedenti si intende ricavare possa essere, attualmente o più tardi, utilizzata a scopo di trazione elettrica sulle ferrovie della regione circostante, fin dove l'energia possa trasportarsi«. E di tale circostanza dovrà farsi espressa menzione così nella relazione preliminare di cui all'articolo 7 del Regolamento come in quella di cui al successivo articolo 13.

Uguale indagine sarà da compiersi dal competente Ispettore compartimentale del Genio Civile, nei casi in cui egli è dal ripetuto Regolamento chiamato a manifestare il suo parere a proposito.

Dopo di che, se lo statuire sulla domanda è di competenza dell'Amministrazione Centrale, sarà la questione esaminata direttamente da questo Ministero, che non mancherà tener presente le osservazioni degli Uffici locali, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici. Se invece è di competenza del Prefetto, dovrà questi, prima di emettere il decreto relativo, chiedere al Ministero dei Lavori Pubblici se nulla osti, negli speciali riguardi della trazione elettrica applicabile al servizio ferroviario locale, a che la concessione abbia luogo, e la decisione dovrà essere conforme alle istruzioni che dal Ministero verranno impartite.

Si gradirà dalla S. V. un cenno di ricevuta della presente, coll'assicurazione che al disposto di essa sarà scrupolosamente ottemperato.

Il Ministro.
fto: Afan de Rivera.

Anlage II.

a) Projet de Loi relatif aux usines hydrauliques sur les cours d'eau non navigables ni flottables[22]).

Présenté au nom de M. Armand Fallières, Président de la République française, par M. Ruau, Ministre de l'Agriculture.

Exposé des Motifs.

Messieurs,

Le développement considérable pris par l'industrie hydro-électrique dans ces dernières années grâce aux transports de force et à l'aménagement des grandes chutes, la gravité des intérêts que représente cette industrie et l'importance de ses besoins, ont appelé l'attention publique sur les obstacles que la législation actuelle des cours d'eau oppose aux progrès que l'avenir réserve encore à ce nouvel emploi de l'activité nationale et qui importent aux services publics autant qu'aux entreprises privées.

Les discussions qui se sont élevées à ce sujet, les nombreux projets de réformes qui ont été soumis à l'opinion ou déposés au Parlement, indiquent qu'on est entré, relativement à cette matière, dans une crise législative qui ne peut se terminer que par l'adoption d'une loi nouvelle satisfaisante.

Les véritables difficultés que soulève la législation en vigueur se présentent sur les cours d'eau non navigables; c'est donc d'eux qu'il convient de s'occuper tout d'abord. Les régimes légaux des deux catégories dans lesquelles sont classées les rivières sont, d'ailleurs, tout à fait différents. Les réformes à apporter aux deux législations doivent donc être elles-mêmes différentes; et il y a tout avantage à les séparer.

Défenseur des intérêts agricoles, mais en même temps chargé de diriger vers un but d'utilité générale toutes les eaux qui ne font pas partie du domaine public, le Ministre de l'Agriculture avait le devoir de demander au Parlement de lui fournir les moyens de répartir entre les divers intérêts en concurrence les eaux des rivières dont la gestion lui est confiée, de manière à leur faire produire la plus grande somme d'utilité possible.

C'est dans ce but qu'un projet de loi a été déposé le 15 janvier 1904, par M. Léon Mougeot, Ministre de l'Agriculture, sur le bureau de la Chambre des Députés, au cours de la huitième législature.

Ce projet de loi différait sous un rapport essentiel de ceux dont le Parlement avait été antérieurement saisi. Tandis que ces précédents projets visaient tous les cours d'eau en général, il ne s'appliquait qu'aux cours d'eau non navigables ni flottables qui relèvent exclusivement du Département de l'Agriculture. C'est pour cette raison qu'il n'était contresigné que par le Ministre de l'Agriculture.

Les dispositions de ce projet étaient le fruit des travaux d'une commission instituée par arrêté ministériel du 7 avril 1903 « à l'effet d'étudier les mesures à prendre en vue d'assurer une meilleure utilisation des forces hydrauliques provenant des cours d'eau non navigables ni flottables ».

Cette Commission avait été constituée de telle sorte que tous les intérêts en présence, ceux des services publics comme ceux de l'agriculture et de l'industrie, tous les systèmes soutenus, étaient représentés dans son sein. A côté des membres du Conseil d'État, elle comprenait les ingénieurs les plus compétents et d'éminents professeurs de nos Facultés de droit. Ses conclusions mûrement élaborées, empruntaient donc à sa composition une autorité toute particulière.

Le projet de loi, basé sur ces conclusions, a été renvoyé par la dernière Chambre à une Commission spéciale, en même temps que deux propositions de loi ayant un objet analogue, mais s'appliquant à tous les cours d'eau et déposées, l'une par MM Baudin et Millerand, et l'autre, par M. Guillain[23]).

Le système proposé par le Gouvernement a paru à la Commission bien préférable, dans son ensemble, à ceux que préconisaient, en ce qui concerne les usines sur cours d'eau non navigables, MM. Baudin et Millerand et M. Guillain. Cet honorable député s'est, d'ail-

[22]) Vergl. Seite 38.
[23]) Vergl. Seite 37.

leurs, rallié sans réserves au projet du Gouvernement, que la Commission a pris pour base de ses résolutions, en se bornant à y apporter quelques modifications de détail, auxquelles le Ministre de l'Agriculture a souscrit.

Le 12 février 1906, M. Fernand David a déposé, au nom de la Commission, son rapport, concluant, sous la réserve des dites modifications, à l'adoption du projet de loi. Mais la huitième législature est arrivée à son terme sans que la Chambre ait pu délibérer sur cette proposition.

Le projet de loi déposé le 15 janvier 1904 est ainsi devenu caduc, et il est, dès lors, nécessaire, pour que la Chambre issue des élections de 1906 puisse examiner les dispositions qu'il comportait, que le Gouvernement l'en saisisse par le dépôt d'un nouveau projet.

C'est ce projet que nous avons l'honneur de présenter aujourd'hui à la Chambre.

Nous avons cru devoir le lui soumettre, au début de la neuvième législature, parce que les réformes qu'il a pour but de réaliser présentent un réel caractère d'urgence.

En l'état actuel de la législation, en effet, l'exploitation de nos forces hydrauliques ne prend pas tout le développement qu'on pourrait en espérer pour la richesse publique; seules, les sociétés financières puissantes peuvent triompher des obstacles qui s'opposent fréquemment à l'aménagement des cours d'eau, et elles établissent leurs usines sans sauvegarder suffisamment les intérêts de la collectivité, comme le projet de loi présenté permettra de l'obtenir.

Ce projet repose sur les mêmes principes que celui du 15 janvier 1904, et n'en diffère que par les changements d'importance secondaire sur lesquels la Commission de la dernière Chambre et le Gouvernement se sont mis d'accord. **Ses dispositions sont donc la reproduction textuelle de celles dont le rapport de M. Fernand David demandait l'adoption.**

Objet du projet de loi.

Avant d'entrer dans le détail de ces dispositions, nous devons, tout d'abord, indiquer avec plus de précision l'objet de la loi qui vous est soumise, et délimiter le champ des réformes qu'elle a en vue.

Le projet actuel, de même que celui qu'il remplace, laisse en dehors de ses dispositions les usines sur cours d'eau navigables, et ne vise que les usines sur cours d'eau non navigables etc.

Examen critique de la législation existante et des réclamations auxquelles elle a donné lieu.

Avant d'aborder l'examen détaillé des réformes qui vous sont aujourd'hui proposées, il est nécessaire de faire ici la synthèse de la législation actuelle sur régime des eaux.

Cette législation a depuis longtemps pris parti pour un système de partage des richesses hydrauliques entre l'État et les riverains, suivant la nature des cours d'eau.

Par la distinction des cours d'eau en navigables et flottables qui sont versés dans le domaine public, et en non navigables ni flottables, qui n'y sont pas versés, la loi fait une part à la collectivité et une autre à l'activité privée. **Ce dualisme, cet équilibre entre l'action collective et l'initiative individuelle, constitue une tradition trop enracinée dans nos mœurs pour qu'il soit possible de rompre avec elle, en attribuant à l'État des droits exclusifs sur l'énergie recélée dans les cours d'eau non navigables ni flottables. Il serait imprudent de toucher, soit à la distinction des cours d'eau en navigables, et non navigables soit à la situation des riverains, telle que l'a faite un siècle de jurisprudence et de pratique sur la base de cette distinction.**

En ce qui concerne particulièrement les cours d'eau non navigables, la loi existante peut se résumer dans des termes très simples.

Leur lit est la propriété des riverains, depuis la loi du 8 avril 1898 qui a tranché en faveur de ces derniers une vieille et classique controverse. Mais l'eau elle-même ne peut pas être soumise à la même règle; l'eau courante, qui passe successivement sur les fonds des divers riverains, ne peut pas à son passage être considérée, par chacun d'eux, comme sa propriété individuelle; autrement, chacun aurait le droit de la détourner à son profit et de modifier par la même la situation naturelle de ses coriverains, conséquence évidemment inadmissible. Aussi, l'article 644 du Code civil, maintenu par la loi de 1898 ne prononce-t-il pas, à l'égard de l'eau, le mot de propriété; le droit qu'il reconnaît aux riverains est seule-

ment un droit d'usage; le propriétaire d'une rive peut se servir de l'eau à son passage pour l'irrigation de ses propriétés; le propriétaire des deux rives peut en user dans l'intervalle qu'elle parcourt sur son fonds mais à la charge de la rendre à la sortie à son cours ordinaire.

Le droit d'user des eaux dans les limites ainsi déterminées est un accessoire de la propriété riveraine. Il n'est autre chose que l'un des avantages résultant pour le propriétaire de la situation même de son fonds et cet avantage ne pourrait lui être refusé sans quelque injustice, car le voisinage de la rivière entraîne pour lui des dangers et des frais de toute sorte dont le droit d'user de l'eau n'est qu'une équitable compensation.

La jurisprudence a depuis longtemps précisé la portée de ce droit. Elle admet notamment que le propriétaire d'une seule rive, peut, aussi bien que celui dont le fonds est traversé par la rivière, se servir de l'eau, non seulement en vue de l'irrigation, mais aussi en vue d'une utilisation industrielle, à condition toutefois qu'il ne détourne pas une quantité d'eau supérieure à celle dont il pourrait user pour l'irrigation.

D'autre part, et bien que des doutes se soient fréquemment manifestés sur ce point, on a admis en pratique la cessibilité de ce droit d'usage et la possibilité de le séparer de la propriété du fonds. Théoriquement, on est obligé d'admettre comme valable tout au moins la renonciation qu'un riverain ferait de son droit au profit d'un autre riverain, et il est évident que cette convention équivaut, en fait, à une véritable cession des droits de riveraineté. Dans ces dernières années, de très nombreuses cessions de ce genre ont eu lieu, dans les régions montagneuses, en vue des utilisations industrielles.

Le droit des riverains, tel qu'il vient d'être défini, est subordonné dans son exercice à une autorisation administrative. D'après l'article 11 de la loi de 1898, cette autorisation est nécessaire toutes les fois qu'il s'agit de construire un barrage ou un ouvrage destiné à l'établissement d'une prise d'eau, d'un moulin, d'une usine. Elle est donnée par le préfet. On doit remarquer que l'Administration n'intervient ici qu'à titre de pouvoir de police, pour la défense des intérêts généraux dont elle a la garde; elle ne doit se décider que par des motifs tirés de l'intérêt public, tels que la nécessité de prévenir les inondations, de conserver aux eaux leur écoulement naturel, d'assurer la salubrité publique ou de diriger les eaux vers un but d'utilité générale. Elle n'a pas le droit de soumettre l'autorisation à des conditions arbitraires, ni d'exiger une redevance, ni d'imposer à l'industriel qui demande à s'établir sur le cours d'eau tel emploi de sa force plutôt que tel autre. Elle n'a pas non plus à se prononcer sur les droits respectifs des riverains les uns à l'égard des autres.

L'autorisation, une fois accordée, ne peut être retirée ou modifiée sans indemnité que pour des motifs du même ordre que ceux qui auraient pu servir de base à un refus.

D'après l'article 14 de la loi de 1898, ces motifs sont seulement: l'intérêt de la salubrité publique, la nécessité de prévenir ou de faire cesser les inondations, enfin la règlementation générale faite, dans les conditions déterminées par l'article 9, en vue de fixer le régime général du cours d'eau, «de manière à concilier les intérêts de l'agriculture et de l'industrie avec le respect dû à la propriété et les droits et usages antérieurement établis».

Il est possible, en vertu des règles mêmes que nous venons d'analyser, qu'un riverain régulièrement autorisé empiète en fait sur les droits de ses coriverains. Mais ceux-ci ont alors la ressource d'agir contre lui en règlement d'eau judiciaire, et le tribunal saisi de la demande peut aller jusqu'à ordonner la destruction des ouvrages autorisés, l'autorisation étant toujours donnée, *sauf les droits des tiers*. Si d'ailleurs les tribunaux doivent, quand ils sont saisis de ces questions, concilier, comme le dit l'article 645, les intérêts de la propriété avec ceux de l'agriculture, aucun texte ne leur donne ce rôle de conciliateur lorsqu'il s'agit des intérêts de l'industrie. Ils ne peuvent donc pas invoquer l'article 645 pour s'abstenir d'ordonner la destruction d'un barrage industriel qui ferait grief à certains riverains.

Telles sont les seules dispositions que puisse invoquer l'industriel qui cherche à aménager une chute d'eau sur une rivière non navigable ni flottable. Ce sont aussi celles qui régissent les prises d'eau en faveur des irrigations. Mais, sur ce dernier point, certaines facilités particulières ont été accordées aux riverains. En vertu des lois des 29 avril 1845 et 11 juillet 1847, les riverains peuvent, en vue de l'arrosage de leurs terrains: 1° conduire sur leurs fonds non riverains les eaux dont ils ont le droit de disposer, en obtenant, moyennant une indemnité, le passage des dites eaux à travers les fonds intermédiaires; 2° acquérir la faculté d'appuyer, sur la propriété du riverain opposé, les ouvrages nécessaires à leur prise

d'eau. Aucun texte, jusqu'ici, n'a étendu à l'industrie les facultés accordées par ces deux lois à l'agriculture.

Cette législation est, en soi, très individualiste et a permis, en fait, la construction d'usines hydrauliques considérables qui sont la propriété complète des industriels. Il suffit de parcourir les principales vallées de nos montagnes pour se rendre compte que ceux-ci ont pu, sous l'empire de ces dispositions, établir des ouvrages grandioses et créer des sources d'énergie capables d'alimenter de puissantes industries et d'importants services publics. Elle offre pourtant des lacunes qui ont été déjà pour eux la cause de difficultés nombreuses, et il est à craindre que ces difficultés ne deviennent de jour en jour plus gênantes.

La première chose que doit faire un industriel qui veut s'établir sur un cours d'eau est de s'assurer le consentement de tous les riverains dont les droits pourraient se trouver compromis, soit par le remous du barrage, soit par les dérivations usinières projetées. Il lui faut acquérir, bien entendu, les terrains nécessaires pour l'installation de l'usine. Il lui faut aussi, puisqu'il ne peut invoquer les servitudes des lois de 1845 et de 1847, se procurer à l'amiable de droit de faire passer ses dérivations sur le terrain d'autrui et d'appuyer son barrage sur la rive opposée à la sienne. Il doit également obtenir le consentement des propriétaires supérieurs dont les fonds pourront se trouver submergés par la retenue de son barrage. Enfin, il doit traiter avec tous les riverains auxquels le remous et la dérivation vont enlever en tout ou en partie le droit d'usage de l'eau, et pour cela se faire céder par eux, ou leurs droits de riveraineté, ou les terrains même auxquels ces droits se trouvent attachés. Dans tous les cas, lorsqu'il s'agit de créer une usine importante, dérivant l'eau sur un parcours considérable, il lui faut réunir les consentements amiables d'un très grand nombre d'intéressés.

Au début du grand mouvement d'utilisation de la houille blanche, ce consentement s'obtenait d'ordinaire sans trop de difficultés, parce que l'industriel avait affaire aux riverains originaires et véritables. Mais, au bout d'un certain temps, les spéculateurs sentirent l'avantage qu'il y aurait à faire de l'obstruction et ils acquirent des parcelles riveraines, uniquement pour se faire barreurs, c'est-à-dire pour obliger les industriels à leur racheter chèrement leur riveraineté.

Si l'industriel passait outre, comme quelques-uns l'ont fait en présence de résistances isolées et irréductibles, il était menacé de demandes en règlement d'eau qui pouvaient amener la destruction de ses travaux.

La tâche des industriels devenait donc difficile par suite de cette entrée en scène de la spéculation. D'autre part, dans les pays montagneux, sur le bord des torrents aux rives inaccessibles, la propriété même est fréquemment incertaine; la matrice cadastrale n'exprime pas toujours son état actuel, souvent compliqué, d'ailleurs, par des indivisions, par l'existence de copropriétaires incapables ou absents. Après avoir traité avec ceux qu'ils jugeaient en possession régulière, les industriels se trouvaient exposés après coup à des demandes inattendues, provenant de tiers dont ils avaient ignoré l'existence, aboutissant à des procès ruineux et aux exigences de nouveaux accapareurs. Il n'est pas étonnant qu'aux prises avec ces difficultés, les industriels aient demandé une réforme de la législation qui leur permît, moyennant indemnité, de vaincre les résistances des barreurs et de purger des droits incertains.

Ils demandaient encore l'extension à leur profit des servitudes d'aqueduc et d'appui de barrage, que les lois de 1845 et de 1847 avaient créées au profit de l'agriculture, qui leur étaient nécessaires pour l'établissement de leurs ouvrages et qu'il était bien légitime de leur accorder, puisque la prospérité générale du pays était liée au développement de l'industrie, aussi bien qu'à celui des irrigations.

L'Administration, de son côté, en essayant de faire contribuer à l'alimentation de ses services publics l'énergie de la houille blanche, trouvait dans la législation existante, à la fois des ressources et des insuffisances. Elle puisait dans cette législation, outre la faculté de passer avec les usines privées productrices d'énergie des traités de fourniture librement débattus, celle de créer elle-même des usines publiques en se servant de la déclaration d'utilité publique et de l'expropriation. Mais, d'après les principes généraux du droit en matière d'expropriation, l'usine établie par ce procédé doit avoir pour objet l'alimentation exclusive des services publics; d'où il résulte que la livraison à l'industrie privée d'une partie de son énergie ou de ses produits ne va pas sans difficultés. Il importe cependant que l'usine publique ait, comme l'usine privée, une entière liberté d'exploitation, car il lui sera presque toujours impossible d'employer

au service public en vue duquel elle a été créée, l'intégralité de son énergie; elle aura des excédents provenant des variations qui se produiront, soit dans le débit des rivières, soit dans les besoins du service. Il serait absurde de condamner ces excédents à la stérilité, uniquement parce qu'ils proviennent d'une usine créée par déclaration d'utilité publique.

L'Administration demande donc la liberté d'emploi pour les excédents et les résidus d'énergie; elle entrevoit la nécessité de constituer des usines qui puissent être mixtes et travailler à la fois pour des services publics et pour l'industrie privée.

Ainsi, la législation existante fournit des moyens d'action à la fois à l'industrie privée et à l'Administration; en réalité, toutes les deux en ont déjà usé; ces moyens d'action respectent la destination générale des cours d'eau non navigables ni flottables; les usines privées se créent par des modes volontaires de cession des droits de riveraineté, les usines publiques, par des expropriations qui sont un moyen connu de cession forcée des propriétés. Des deux côtés, on demande des facilités nouvelles, des simplifications, des améliorations, mais on ne proteste ni contre la coexistence des deux types d'usines, ni contre les bases fondamentales de la législation.

Telle est la situation créée par les insuffisances de la loi et par les réclamations des intéressés.

Rappel et examen des systèmes proposés pour la réforme de la législation.

Divers systèmes de réformes ont été proposés à l'effet d'y remédier. Il convient de les passer ici en revue.

Projet Jouart et projet du Gouvernement du 6 juillet 1900.

On crut d'abord donner satisfaction à la fois aux vœux des industriels et à ceux de l'Administration, en introduisant dans la matière le principe de la concession, appliqué d'une manière obligatoire à toute usine hydraulique développant une certaine force. Ce fut la solution préconisée par M. Jouart, dans la proposition présentée par lui à la Chambre des Députés, le 3 mars 1898, et, un peu plus tard, par le Gouvernement dans le projet déposé le 6 juillet 1900, sous la signature de MM. Pierre Baudin et Jean Dupuy, projet repris à titre de proposition, le 30 mai 1903, par **MM. Baudin et Millerand**[24]). Le principe de la concession en supposait un autre, à savoir que la force motrice des cours d'eau non navigables ni flottables, n'appartenant à personne, pouvait être librement concédée par l'Administration, sans que celle-ci eût à tenir compte des droits que l'article 644 du Code civil reconnaît aux riverains, du moins, s'ils n'avaient pas encore été utilisés. D'après le projet du Gouvernement, il subsistait bien des usines privées, mais il n'y avait pas là une option pour les industriels ni même pour l'Administration. Les usines créées dans l'avenir avec une puissance brute, en eaux moyennes, d'au moins 100 chevaux-vapeur, devaient nécessairement être concédées comme usines publiques et il devait en être de même des usines antérieurement existantes dont la puissance serait portée à plus de 100 chevaux. Le type de concession choisi était celui de la concession de travaux publics; elle était donc donnée à titre temporaire, et, à son expiration, l'usine faisait retour à l'Etat sans aucune indemnité etc.

Ce projet suscita dans les milieux industriels et parmi les propriétaires riverains des réclamations très vives. On lui reprocha tout à la fois, de sacrifier les droits des riverains et de ne pas donner à l'industrie les garanties de liberté et de sécurité qui lui sont nécessaires.

Premier projet Guillain.

La Commission parlementaire qui avait été saisie de la proposition Jouart, adopta, de son côté, en première lecture, sur le rapport de M. Guillain, un projet basé sur les mêmes idées fondamentales que le précédent, mais modifié de manière à lui enlever une partie de ses dangers etc. (Guillain schlug vor, dass nur die Anlagen von mehr als 200 PS unter das Gesetz fallen sollten.)

Enfin, on remaniait avec plus de soin les clauses de rachat et de déchéance du projet du Gouvernement, de manière à les rendre moins redoutables pour le concessionnaire.

Cependant, beaucoup d'esprits inclinaient à penser qu'il était inutile et dangereux de faire du régime de la concession, quelque atténué qu'il fût, le regime général de l'industrie

---

[24]) Vergl. Seite 87, Fussnote 8.

hydraulique française; et, de divers côtés, on se mit à l'œuvre pour rechercher s'il n'était pas possible, sans entrer dans cette voie, de combiner une législation donnant satisfaction aux divers intérêts en présence.

Proposition Michoud.

Le premier système proposé dans cet ordre d'idées fut celui de la licitation des droits de riveraineté, formulé dans une proposition rédigée par M. Michoud. Ce système maintenait, en principe, pour l'établissement des usines sur les cours d'eau non navigables ni flottables, le régime de l'autorisation, tel qu'il est réglé par l'article 12 de la loi de 1898 et par les règlements existants. Mais il permettait à chaque riverain du cours d'eau de demander la licitation des droits appartenant aux riverains sur la section du cours d'eau qu'il déterminait lui-même. Ces droits étaient adjugés au plus offrant, et le prix distribué entre les riverains. Le résultat était, d'une part, que ceux-ci se trouvaient, par là, indemnisés de la perte de leurs droits aussi équitablement que possible, d'autre part, que l'adjudicataire pouvait désormais, après avoir obtenu l'autorisation administrative, exécuter les travaux sans crainte d'opposition future etc.

Proposition Hauriou et Ader.

Deux autres systèmes furent proposés, dans le but de concilier les divers intérêts en présence, sans imposer le régime de la concession. Celui que MM. Hauriou et Ader exposèrent dans le Bulletin de la Société d'études législatives utilise une organisation déjà connue et éprouvée, celle des associations syndicales autorisées, et arrive, par là, à substituer à la licitation judiciaire du précédent système, une sorte de licitation administrative. D'après ce projet, les riverains pouvaient se grouper en associations syndicales autorisées, avec pouvoir coercitif de la majorité sur la minorité, dans des conditions analogues à celles qui sont déterminées par la loi des 21 juin 1865 et 22 décembre 1888. Le groupement ainsi formé intervenait, non pour mettre en valeur ou exploiter la chute, mais uniquement pour tirer parti des droits de riveraineté. Il pouvait vendre aux enchères la chute projetée ou la mettre en location, le produit servant à indemniser les riverains à la suite d'une liquidation confiée au syndicat de l'association.

Proposition Coignet (système de l'Act Torrens).

Enfin, M. Coignet, dans un rapport adressé à la Chambre de commerce de Lyon et adopté par elle, proposa d'arriver à un résultat analogue par une voie plus simple encore, suggérée par les dispositions de «l'Act Torrens». L'autorisation, donnée en principe d'après les règles actuelles, ne serait accordée à l'industriel qu'à la suite d'une publicité sérieuse de la demande. Pendant un an à partir de cette publicité, tout coriverain aurait le droit de demander, lui aussi, l'autorisation de faire une prise d'eau; il devrait, en formant cette demande, assigner le premier demandeur en règlement d'eau, et le partage de l'eau entre eux serait fait par le tribunal, conformément au Code civil. Les riverains n'ayant pas fait cette demande dans l'année ne perdraient pas leur droit éventuel; mais, en cas de réclamation ultérieure de leur part, le tribunal, pour éviter la démolition des ouvrages qui auraient été construits, aurait la faculté de transformer ce droit en une indemnité etc. . . . .

Second projet Guillain.

M. Guillain, notamment, en déposant à la Chambre, à la date du 23 juin 1903, le projet dont il avait été le rapporteur au nom de la Commission parlementaire, y avait introduit des modifications importantes[25]) etc. . . . .

Critique et élimination des systèmes proposés.

L'examen des divers systèmes qui viennent d'être analysés a conduit à penser qu'ils devaient être abandonnés ou écartés.

En ce qui concerne le système de la concession temporaire des chutes et des usines, modelée sur la concession de travaux publics, nous avons été amenés à reconnaître qu'il aurait le grand inconvénient de rompre l'équilibre traditionnel entre la part de l'État et celle de l'individu, dans la propriété des cours d'eau non navigables ni flottables. Les chutes et les

---

[25]) Vergl. Seite 37, Fussnote 3.

usines deviendraient domaniales à l'expiration de la première concession, de telle sorte que des catégories de biens qui, jusque-là, avaient été le domaine de la propriété privée, passeraient dans la propriété collective. Cette extension de la domanialité publique provoquerait des oppositions passionnées, qui se sont déjà fait jour au Congrès de la houille blanche de Grenoble. D'un autre côté, il est à craindre que le régime de la concession considéré en lui-même, ne soit, à bien des égards, dangereux pour le développement de l'industrie hydraulique. Cette industrie, comme toutes les autres, a besoin, avant tout, de liberté et de sécurité; un contrôle administratif trop étroit, l'éventualité perpétuelle d'un rachat ou d'une déchéance, le caractère temporaire du droit, toutes ces conséquences forcées du système de la concession, constituent pour elle une menace d'autant plus redoutable qu'il s'agit d'une industrie jeune encore, peu connue, sujette à des surprises et à des mécomptes, et que les calculs d'amortissement, en ce qui la concerne, ne peuvent offrir encore une entière certitude. On peut appréhender en outre que le choix du concessionnaire, laissé à l'Administration, autre corollaire du système, n'expose celle-ci à des difficultés soulevées par des questions de personnes.

D'ailleurs, et ceci est capital, il faut remarquer que la question n'est plus entière; de nombreuses usines hydro-électriques se sont déjà établies sous le régime du droit actuel; d'autres, dont les chutes sont juridiquement constituées, vont sortir de terre. Ces usines sont la propriété perpétuelle de leurs fondateurs, elles échappent à la précarité et aux entraves administratives; leur crédit en bénéficie; elles ont choisi, en fait, les bassins hydrauliques les plus avantageux, soit au point de vue des dépenses d'établissement, soit au point de vue des débouchés. Elles constituent donc comme un premier réseau privilégié auquel on ne pourrait toucher que par une coûteuse opération de rachat. Comment les usines nouvelles établies sous le régime de la concession, et qui constitueraient comme un second réseau, moins avantageux au point de vue économique, pourraient-elles lutter contre des premières, si on leur imposait par là-dessus un cahier des charges onéreux? Il convient de remarquer qu'on ne leur conférerait aucun avantage d'exploitation, mais seulement des charges. Dans la plupart des concessions de travaux publics, le concessionnaire bénéficie d'un monopole dont il est possible de calculer approximativement le rendement, et si ce rendement est insuffisant un concours financier du concédant y supplée. Ici, aucun monopole conféré, ni aucun concours financier organisé, pas même la clientèle des services publics assurée.

Ce ne serait pas la concession de travaux publics dans sa réalité financière et économique; ce n'en serait que l'apparence juridique.

Ou bien l'on ne trouverait pas de concessionnaire, ou bien ceux que l'on trouverait auraient l'arrière-pensée d'obtenir plus tard le concours financier de l'administration. On serait ainsi amené, si l'on ne voulait pas faire courir tôt ou tard aux finances de l'État le risque d'entreprises hydro-électriques établies dans de mauvaises conditions au point de vue de la concurrence, ou bien à envisager le rachat immédiat de toutes les grandes usines privées déjà constituées, ou bien à restreindre l'application du système de la concession aux seules usines franchement publiques et administratives, créées pour l'alimentation des services publics. Sans doute, il eût fallu passer par dessus ces objections si un régime de concession obligatoire avait été le seul moyen d'assurer le bon aménagement de l'énergie hydraulique et d'en empêcher dans l'avenir l'accaparement; mais les travaux accomplis par l'industrie privée, sous l'empire de la législation actuelle, pourtant peu favorable, suffisaient à démontrer que l'on pouvait avoir confiance en elle et qu'elle saurait se montrer capable de tirer des forces naturelles le meilleur parti possible. Et il suffisait pour écarter toute crainte d'accaparement, de maintenir la concession à titre facultatif, toutes les fois que l'alimentation d'un service public se trouvait en cause, et de classer, d'ailleurs, expressément, parmi les services publics, les entreprises publiques de distribution d'énergie. L'Administration se trouvait ainsi, pour l'avenir, suffisamment armée contre une coalition des détenteurs de forces hydrauliques, à supposer qu'une pareille coalition fût possible, sans assumer les responsabilités morales et financières auxquelles l'exposerait le régime de la concession obligatoire.

Toutes ces considérations conduisaient à abandonner ce régime, et la plupart d'entre elles pouvaient être opposées non seulement au système de la concession temporaire, mais aussi, bien qu'à un degré moindre, au système de la concession perpétuelle, analogue aux concessions des mines (projet Guillain). Lui aussi tendait à créer une catégorie d'usines qui seraient moins libres d'allures que les usines privées déjà existantes et qui cependant ne seraient pas soutenues d'une manière efficace par l'Administration; lui aussi, par conséquent, risquait de

déterminer la constitution d'entreprises non viables. On retrouvait, dans ce système, et la difficulté touchant au choix des concessionnaires, et les clauses de rachat et de déchéance, et le contrôle administratif étroit: en un mot, toutes les clauses qui font le danger du régime de la concession temporaire. On y retrouvait, d'ailleurs, le principe même de la concession, c'est à-dire l'idée que l'État a le droit de disposer des eaux, fut-ce au détriment des riverains, et que les rivières non navigables ni flottables doivent devenir domaniales comme les grands cours d'eau, idée qui introduirait dans notre droit une de ces modifications profondes qu'il est dangereux de tenter. Sans doute, dans le dernier projet déposé par M. Guillain, ces inconvénients se trouvaient atténués par cela seul que le système se trouvait réservé aux usines de plus de 1,000 chevaux; mais, en l'appliquant à toutes les grandes usines, on l'aurait fait précisément fonctionner dans les cas où son application aurait été le plus dommageable à l'avenir de l'industrie hydro-électrique, et en même temps on n'aurait fourni aux difficultés soulevées par la législation existante qu'une solution partielle, et on n'aurait facilité d'aucune manière la création des usines de moyenne importance.

Le système de la licitation aurait l'avantage de fonder les usines nouvelles, comme les anciennes, sur la propriété privée, de leur laisser même liberté et même crédit. Mais on peut lui reprocher d'employer pour leur création une procédure qui accentuerait, peut-être plus que de raison, le caractère civiliste des droits de riveraineté, qui d'ailleurs serait trop compliquée, trop lente à mouvoir et qui, cependant, contiendrait une part d'inconnu, laisserait l'industriel exposé à des surprises, par cela même que la licitation pourrait toujours être suivie d'une surlicitation.

Quant au système de l'association syndicale autorisée, il ne fournirait que rarement la solution des difficultés, les associations de ce genre étant pratiquement malaisées à constituer. Autant il paraît désirable d'encourager les associations volontaires de riverains à s'organiser, et de les admettre au bénéfice de la loi, autant il semble inutile d'adopter, comme moyen de contrainte, le mécanisme compliqué de l'association syndicale autorisée.

Enfin, le système de l'Act Torrens, bien que plus simple que tous les précédents, est cependant défectueux en tant que système. Il faut en retenir l'idée fondamentale qui est de développer les pouvoirs du juge dans le règlement d'eau et de lui permettre en certains cas de transformer les droits en une indemnité, mais la procédure de purge, imitée de l'Act Torrens, avec ses mesures de publicité et ses délais, serait dangereuse en ce qu'elle pousserait les intéressés à exercer leurs droits, par conséquent, en ce qu'elle amènerait la multiplication et la fragmentation des chutes, au lieu de favoriser leur concentration, résultat très fâcheux au point de vue d'un bon aménagement général des forces hydrauliques.

Tous ces systèmes écartés, on se retrouve en présence des réalités très simples que nous avons signalées, savoir: d'un côté les lacunes de la législation actuelle; de l'autre les remèdes demandés, soit par l'industrie privée en faveur d'usines qui resteraient privées, tout en acquérant des facilités de création, soit par l'Administration en faveur d'usines qui acquerraient une certaine autonomie industrielle, tout en restant publiques. Il n'y a qu'à donner satisfaction à ces desiderata en touchant le moins possible au régime légal existant et en le complétant dans la mesure strictement nécessaire.

C'est en nous plaçant dans cet ordre d'idées que nous avons arrêté les termes du présent projet de loi.

Economie générale du projet de loi.

Ce projet se caractérise par les traits suivants:

1° Il se borne à créer deux nouvelles catégories d'usines: les usines privées privilégiées et les usines d'utilité publique autonomes; ces nouvelles catégories ne détruisent pas les anciennes, elles s'y superposent et leur emploi est facultatif.

Die weiteren allgemeinen Motive und diejenigen zu den einzelnen Gesetzesparagraphen sind fortgelassen und es folgt hier gleich der Abdruck des Gesetzentwurfes selber.

Projet de loi.

Le Président de la République française

Décrète:

Le projet de loi dont la teneur suit sera présenté à la Chambre des Députés par le Ministre de l'Agriculture, qui est chargé d'en exposer les motifs et d'en soutenir la discussion.

Chapitre premier.
Des usines hydrauliques privées.
Article premier.

Les usines hydrauliques privées sur les cours d'eau non navigables ni flottables sont divisées en deux catégories.

La première catégorie comprend celles qui sont uniquement soumises à la législation antérieure à la présente loi.

La seconde catégorie comprend celles qui ont obtenu le bénéfice des dispositions de la présente loi, dans les formes prévues aux articles 2 et 3 ci-après.

Les usiniers pourront, à leur choix, soit demeurer sous le régime de la législation actuelle, soit demander à bénéficier des dispositions de la présente loi.

Art. 2.

Pour qu'une usine bénéficie des dispositions de la présente loi, il est nécessaire qu'une demande expresse ait été formulée à cet effet, soit dans la demande en autorisation des ouvrages, soit postérieurement, s'il s'agit d'une usine existante.

Le demandeur doit indiquer les sections de rives intéressées, soit par la retenue des barrages, soit par les dérivations usinières projetées.

Il doit également justifier qu'il dispose:

1° Des terrains nécessaires à l'établissement de l'usine;

2° De l'une des rives à l'emplacement du barrage projeté;

3° Des droits appartenant aux riverains sur le quart au moins de la longueur des rives, dans la section intéressée.

Art. 3.

La demande est soumise à une enquête, dont les formes sont les mêmes que celles de l'enquête prescrite par l'article 12 de la loi du 8 avril 1898.

Il est statué par un décret en Conseil d'État, soit pour admettre la demande, soit pour la rejeter, si les conditions nécessaires pour obtenir l'autorisation prévue par la loi du 8 avril 1898 et celles qui résultent de la présente loi ne sont pas remplies, ou s'il ressort de l'enquête des oppositions que le Conseil d'État aura jugées décisives.

L'autorisation est périmée si une partie des travaux hydrauliques, déterminée par le décret, n'est pas exécutée dans un délai de trois ans à dater de ce décret. Elle pourra toujours être retirée par décret en Conseil d'État, si les conditions prescrites dans l'acte d'autorisation, par application de l'article 6 ci-après, pour la sauvegarde des intérêts généraux ne sont pas remplies ou cessent de l'être.

Art. 4.

Lorsqu'une demande en établissement d'usine nouvelle a été déposée, des demandes en concurrence, comprenant en tout ou en partie, la section du cours d'eau intéressée par la demande primitive, peuvent être formées au cours de l'instruction à laquelle elle est soumise. Elles doivent être notifiées par les soins des demandeurs, à tous les demandeurs antérieurs.

Lorsque plusieurs demandes se trouvent en concurrence pour une même chute, la préférence est donnée à celui des demandeurs qui peut justifier qu'il dispose de la fraction la plus importante des droits appartenant aux riverains.

Lorsque les demandes portant sur des sections différentes d'un même cours d'eau sont partiellement concurrentes, la préférence est donnée à celle qui a pour objet la plus grande production d'énergie, à la condition que l'écart en sa faveur, dans les conditions moyennes d'utilisation des ouvrages à établir dans le délai de trois ans prévu par l'article précédent, soit d'au moins un cinquième.

Lorsque le droit de préférence ne peut être déterminé d'après les règles précédentes, il résulte de la priorité de la demande.

Art. 5.

La demande en autorisation prévue par les articles précédents peut être formée par une association libre de riverains, constituée sous le régime de la loi des 21 juin 1865-22 décembre 1888; cette association n'est pas susceptible d'être transformée en association autorisée.

L'association syndicale ainsi constituée peut céder, à titre temporaire ou définitivement, ses droits sur la chute ou sur l'usine.

Son syndicat a mandat de fixer, entre les associés, les réserves d'eau en nature, les restitutions de forces motrices et les indemnités en argent, en observant les règles posées aux articles 8 et suivants de la présente loi; il répartit entre les intéressés tous les produits provenant des cessions prévues à l'alinéa précédent, le tout sauf recours au tribunal civil.

Les statuts déterminent les conditions dans lesquelles il est procédé à ces diverses opérations.

Art. 6.

L'acte d'autorisation des ouvrages hydrauliques détermine les conditions à remplir pour la sauvegarde des intérêts généraux, notamment en ce qui concerne la salubrité publique, la protection contre les inondations, l'alimentation des populations riveraines, les nécessités de l'irrigation, la conservation et la libre circulation du poisson et la protection des paysages.

Il peut contenir des réserves imposant la restitution d'eau, en nature, sur des points déterminés de la section, en vue d'entreprises ayant pour objet, soit l'alimentation d'agglomérations non riveraines, soit des irrigations collectives. Ces réserves seront non avenues si, dans un délai de deux ans à partir de l'acte d'autorisation, le projet qui les a motivées n'a pas été approuvé, ou si, après avoir été approuvé, il n'a pas été exécuté dans un délai de trois ans, à partir de la date de l'approbation.

Pendant les dix premières années, à compter de la mise en exploitation de l'usine, toute administration publique peut réquisitionner, pour les services publics qu'elle gère, une quote-part de l'énergie qui n'excède pas le quart en eaux basses. Cette réquisition est autorisée par un décret motivé rendu en Conseil d'État sur le rapport du Ministre de l'Agriculture et des Ministres aux Départements desquels ressortissent les services intéressés. La réquisition n'est exécutoire que moyennant remboursement préalable d'une quote-part correspondante dans les frais d'établissement de l'usine, ou moyennant payement d'un droit de location correspondant, si la réquisition est temporaire. En cas de litige, la somme à rembourser, ou le droit de location, est fixé par le tribunal civil à dire d'experts.

L'Administration aura la faculté de réquisitionner, dans les mêmes conditions, une quote-part de l'augmentation d'énergie en eaux basses, produite par des travaux exécutés, par application de la présente loi, à l'effet de développer la puissance d'une usine créée antérieurement à sa promulgation.

Art. 7.

L'autorisation est donnée sous la réserve des droits des tiers.

Les intéressés peuvent saisir le tribunal civil de leurs demandes en réserve ou en restitution d'eau en nature, en restitution de force motrice, ou en indemnité. Le juge, en prononçant, doit concilier les intérêts de la propriété avec ceux de l'agriculture et de l'industrie.

Il peut ordonner qu'une indemnité provisionnelle sera payée par l'usinier, avant tout commencement d'exécution des travaux préjudiciables.

Il s'inspire, en outre, des règles suivantes:

Art. 8.

Pour les irrigations ou les prises d'eau d'alimentation préexistantes, la restitution en nature et gratuite de l'eau peut être exigée par les intéressés; réciproquement, l'usinier a le droit de se libérer à leur égard en opérant cette restitution et en indemnisant, le cas échéant, chacun d'eux des frais qui lui seraient imposés par les modifications apportées aux conditions de l'utilisation de cette eau.

Par exception, et lorsqu'il n'aura pas été prévu dans le décret d'autorisation de réserves formelles en ce qui concerne les nécessités de l'irrigation, le juge peut prononcer, à charge d'indemnité, la diminution ou la suppression de celles des irrigations existantes dont le maintien comporterait des difficultés excessives, s'il reconnaît que la création des ouvrages projetés présente un intérêt notablement plus grand que celui des ouvrages particuliers empêchés.

Pour les droits d'irrigation et d'alimentation dont il n'aurait pas été fait usage antérieurement à la demande en autorisation des ouvrages, le juge apprécie si et dans quelle

mesure la réclamation individuelle à fin de réserve en nature qui lui est adressée doit être accueillie, ou si les droits invoqués doivent être réglés, en tout ou en partie, par une indemnité en argent. L'usinier peut toujours se libérer vis-à-vis des titulaires de ces droits, en leur fournissant en nature l'eau nécessaire à leurs fonds bordant le cours d'eau, dans les conditions et prix de revient qu'ils auraient pu eux-mêmes réaliser antérieurement par des ouvrages n'utilisant que la simple gravité; ces conditions et prix de revient seront, en cas de contestation, fixés par experts.

Art. 9.

Le droit des riverains à l'usage des eaux à d'autres fins que l'irrigation ou l'alimentation, est transformé en droit à indemnité.

Toutefois, quand il se trouve, dans les sections de cours d'eau intéressées par la création de la chute projetée, des forces motrices préexistantes, l'usinier doit restituer aux ayants droit, si ceux-ci l'exigent, toute l'énergie dont ils disposent. La restitution peut être faite sous forme d'énergie électrique, avec indemnité de transformation s'il y a lieu.

Les ayants droit peuvent, s'ils le préfèrent, abandonner leurs droits à restitution de l'énergie en nature moyennant indemnité.

Pour la restitution de l'énergie en nature prévue ci-dessus, l'usinier aura le droit:

1° D'établir à demeure des supports et ancrages pour conducteurs aériens d'électricité, soit à l'extérieur des murs ou façades donnant sur la voie publique, soit sur les toits ou terrasses des bâtiments, à condition qu'on puisse y accéder par l'extérieur;

2° De faire passer les conducteurs d'électricité au-dessus des propriétés privées;

3° D'établir à demeure des canalisations souterraines ou des supports pour conducteurs aériens d'électricité, sur des terrains privés non bâtis et non fermés de murs ou autres clôtures équivalentes;

4° De couper les branches d'arbres qui, se trouvant à proximité des conducteurs aériens d'électricité, pourraient, par leur mouvement ou leur chute, occasionner des courts-circuits ou des avaries aux ouvrages.

Les droits prévus aux alinéas 1 et 2 ci-dessus ne pourront être exercés que sous les conditions prescrites, tant au point de vue de la sécurité qu'au point de vue de la commodité des habitants, par un règlement d'administration publique. Ce règlement devra limiter l'exercice de ces droits au cas de courants électriques tels que la présence des conducteurs d'électricité à proximité des bâtiments ne soit pas de nature à présenter, nonobstant les précautions prises conformément aux règlements, des dangers graves pour les personnes ou les bâtiments.

L'exécution des travaux prévus aux alinéas 1, 2, 3 et 4 ci-dessus doit être précédée d'une notification directe aux intéressés et d'une enquête spéciale dans chaque commune; elle ne peut avoir lieu qu'après approbation du projet de détail des tracés par le préfet.

Elle n'entraîne aucune dépossession; la pose d'appuis sur les murs ou façades ou sur les toits ou terrasses des bâtiments ne peut faire obstacle au droit du propriétaire de démolir, réparer ou surélever. La pose des canalisations ou supports dans un terrain ouvert et non bâti, ne fait pas non plus obstacle au droit du propriétaire de se clore ou de bâtir. Le propriétaire devra, un mois avant d'entreprendre les travaux de démolition, réparation, surélévation, clôture ou bâtiment, prévenir l'usinier par lettre recommandée, adressée au domicile du dit usinier.

Les indemnités qui pourraient être dues à raison des servitudes d'appui, de passage ou d'ébranchage, prévues aux alinéas 1, 2, 3 et 4 ci-dessus, sont réglées conformément aux lois des 29 avril 1845 et 11 juillet 1847.

Art. 10.

Les usines établies dans les conditions de la présente loi ont le bénéfice des servitudes d'aqueduc et d'appui de barrages, telles qu'elles sont réglées par les lois des 29 avril 1845 et 11 juillet 1847. Elles ont également, moyennant une juste et préalable indemnité, la faculté d'occuper le lit du cours d'eau et de submerger les berges par le relèvement du plan d'eau.

Toutefois, les propriétaires des fonds grevés de ces servitudes ont la faculte d'exiger que l'usinier fasse l'acquisition des terrains submergés, ainsi que des emplacements occupés par les ouvrages ou par les canaux à ciel ouvert.

Le propriétaire peut obliger l'usinier à effectuer tous les ouvrages nécessaires pour assurer la communication des parcelles traversées.

Toutes les difficultés soulevées par l'application du présent article sont de la compétence du tribunal civil.

Chapitre II.

Des usines hydrauliques déclarées d'utilité publique.

Art. 11.

Les usines hydrauliques peuvent être établies en vertu d'une déclaration d'utilité publique et faire l'objet d'une concession spéciale, lorsqu'elles ont pour objet principal d'assurer les fournitures d'énergie nécessaires à des services publics de l'État, des départements, des communes ou des syndicats de communes ou des associations syndicales autorisées.

Art. 12.

La déclaration d'utilité publique est prononcée et la concession est approuvée, après enquête, par décret délibéré en Conseil d'État, sur le rapport du Ministre de l'Agriculture et des Ministres aux Départements desquels ressortissent les services intéressés.

Toutefois la déclaration d'utilité publique est prononcée par une loi rendue après enquête et avis du Conseil d'État, quand les travaux comportent le détournement des eaux de leur lit naturel, sur un parcours d'au moins 20 kilomètres mesuré suivant ce lit.

La concession peut être accordée, avec faculté de rétrocession, aux départements, communes et syndicats de communes.

Art. 13.

Le cahier des charges de la concession détermine:

1° les services en vue desquels l'usine est établie et les conditions dans lesquelles ils seront desservis;

2° la durée de la concession;

3° les ouvrages, terrains, bâtiments et engins de toute nature qui constituent les dépendances immobilières de la concession;

4° le règlement d'eau de l'usine, et notamment les mesures intéressant la salubrité publique, la protection contre les inondations, l'alimentation des populations riveraines, les nécessités de l'irrigation, la conservation et la libre circulation du poisson et la protection des paysages;

5° les droits et obligations du concessionnaire, tant pendant la durée de la concession qu'à son expiration, et les règles relatives au rachat de la concession et à la déchéance, s'il y a lieu.

Le cahier des charges doit être conforme à un cahier des charges type approuvé par décret délibéré en Conseil d'Etat. Toute dérogation qui y serait apportée doit être expressément mentionnée dans l'acte de concession.

Art. 14.

Des modifications peuvent être apportées, sur la demande du concessionnaire et en vertu de décrets rendus en Conseil d'Etat après enquêtes et motivés, à l'affectation de l'énergie, telle qu'elle est prévue par le cahier des charges.

En outre, à toute époque, il y a liberté de vente et d'emploi des excédents d'énergie et des résidus d'exploitation.

Les traités passés par application du paragraphe précédent resteront valables, en cas de retour de l'usine à l'autorité concédante, pour quelque cause que ce soit, pendant un délai déterminé au cahier des charges.

Art. 15.

A l'expiration du terme fixé, la concession avec toutes ses dépendances, telles qu'elles sont déterminées au cahier des charges, fait retour à l'État sans aucune indemnité.

Dans les dix ans qui précèdent l'expiration de la concession, une concession nouvelle peut être instituée. Le concessionnaire actuel a un droit de préférence, à conditions équivalentes.

Si, cinq ans avant l'expiration aucune concession nouvelle n'a été instituée, le concessionnaire peut exiger la prorogation de sa concession pour une nouvelle durée de dix ans, aux conditions antérieures.

Il en est de même cinq ans avant l'expiration de chaque nouvelle période de dix années.

Art. 16.

Les usines déclarées d'utilité publique ont le bénéfice des servitudes mentionnées à l'article 10 de la présente loi.

Elles bénéficient également, d'une manière générale, des servitudes d'appui, de passage et d'ébranchage qui sont accordées par l'article 9 aux usines privées privilégiées, pour la restitution de l'énergie en nature.

Les expropriations nécessaires pour l'établissement des usines d'utilité publique sont effectuées dans les conditions prévues par les cinq derniers paragraphes de l'article 16 de la loi du 21 mai 1836. Toutefois, s'il s'agit d'exproprier des terrains bâtis, la loi du 3 mai 1841 est seule applicable.

Art. 17.

Le décret de concession fixe les indemnités qui peuvent être allouées, s'il y a lieu, pour la privation des droits que les riverains tiennent de l'article 644 du Code civil, dans les cas où il n'en aurait pas encore été fait un usage effectif.

Art. 18.

Les usines déclarées d'utilité publique et leurs dépendances immobilières, définies par le cahier des charges, sont classées dans le domaine public.

Leurs ouvrages sont assimilés aux ouvrages dépendant de la grande voirie, notamment au point de vue de la répression des contraventions.

Les contraventions sont passibles d'une amende de 16 francs à 300 francs.

Art. 19.

Les usines qui font partie intégrante d'entreprises déclarées d'utilité publique, telles que chemins de fer, tramways, distributions publiques de lumière ou de force, etc., bénéficient des dispositions des articles 10, 14 et 18 ci-dessus.

Les autres dispositions de la présente loi ne peuvent leur être rendues applicables que par une modification de l'acte de concession, approuvée dans les mêmes formes que celui-ci.

A défaut de modification approuvée sous cette forme, elles restent soumises au même régime que l'ensemble de l'entreprise dont elles dépendent.

Chapitre III.

Des travaux collectifs d'amélioration du régime des cours d'eau.

Art. 20.

L'exécution et l'entretien des travaux ayant pour objet l'amélioration du régime des cours d'eau au point de vue industriel et agricole, peuvent donner lieu à la constitution d'associations syndicales libres. Ces associations peuvent se transformer en associations autorisées, par application de l'article 8 de la loi des 21 juin 1875-22 décembre 1888, dans les conditions de majorité déterminées par les statuts.

Art. 21.

Les propriétaires de terrains et d'usines qui ne feraient pas partie de l'association, mais qui auraient profité directement des améliorations apportées au régime des cours d'eau, pourront être tenus de payer à l'association, lorsqu'elle aura été convertie en association autorisée, des indemnités qui seront réglées par le conseil de préfecture, sauf recours au Conseil d'État.

Les actions en indemnités de plus-value ne peuvent être exercées qu'en vertu d'une autorisation préalable accordée par décret rendu en Conseil d'État.

Le décret peut décider que les indemnités seront payables par annuités, en tenant compte chaque année de l'utilisation effective du supplément d'eau ou de force motrice résultant des travaux.

Chapitre IV.
Disposition générale.

Art. 22.

Un règlement d'administration publique déterminera les mesures nécessaires à l'exécution de la présente loi, et notamment:

1° les pièces à joindre à la demande prévue à l'article 2, ainsi que les règles à suivre pour constater le dépôt de la demande et pour en fixer la date;

2° le mode de constatation de l'exécution des travaux dans le délai fixé à l'article 3, ainsi que les formes dans lesquelles ce délai pourra être prorogé en cas de retard résultant de force majeure;

3° le mode de notification et d'instruction des demandes en concurrence, les délais dans lesquels ces demandes seront recevables et ceux dans lesquels les modifications apportées aux diverses demandes en cours d'instruction pourront être prises en considération pour l'exercice du droit de préférence;

4° le mode de constatation de la prescription prévue au deuxième paragraphe de l'article 6;

5° les conditions auxquelles sera subordonné, ainsi qu'il est prévu à l'article 9, l'établissement des supports pour conducteurs d'électricité;

6° les formes des enquêtes auxquelles sera soumise la modification de l'affectation de l'énergie des usines d'utilité publique par application de l'article 14;

7° les formes dans lesquelles les intéressés seront admis à faire valoir leurs titres aux indemnités prévues par l'article 17.

Fait à Paris, le 9 juin 1906.

Signé: A. Fallières.

Par le Président de la République:
Le Ministre de l'Agriculture,
Signé: Ruau.

---

b) Loi du 15 juin 1906, sur les Distributions d'énergie.

Le Sénat et la Chambre des députés ont adopté,
Le Président de la République promulgue la loi dont la teneur suit:

Titre Ier.
Classification des Distributions d'énergie électrique.

Article premier. — Les distributions d'énergie électrique qui ne sont pas destinées à la transmission des signaux et de la parole et auxquelles le décret-loi du 27 décembre 1851 n'est pas dès lors applicable, sont soumises pour leur établissement et leur fonctionnement aux conditions générales ci-après.

Art. 2. — Une distribution d'énergie électrique n'empruntant en aucun point de son parcours des voies publiques peut être établie et exploitée, soit sans autorisation ni déclaration, soit lorsque ses conducteurs doivent être établis, en un point quelconque, à moins de 10 mètres de distance horizontale d'une ligne télégraphique ou téléphonique préexistante, en vertu d'une autorisation délivrée dans les conditions spécifiées au titre II de la présente loi.

Art. 3. — Une distribution d'énergie électrique empruntant sur tout ou partie de son parcours les voies publiques peut être exploitée, soit en vertu de permissions de voirie, sans durée déterminée, dans les conditions spécifiées au titre III de la présente loi, soit en vertu de concessions d'une durée déterminée, avec cahier des charges et tarif maximum, dans les conditions spéciales au titre IV, s'il n'y a pas déclaration d'utilité publique, ou dans celles spécifiées au titre V, s'il y a déclaration d'utilité publique.

Elle peut, suivant la demande de l'entrepreneur, être soumise simultanément dans des communes différentes à des régimes différents, soit celui des permissions de voirie sur une partie de son réseau, soit celui de la concession simple ou celui de la concession déclarée d'utilité publique dans d'autres parties.

Titre II.

Des ouvrages de transport et de distribution d'énergie électrique établis exclusivement sur des terrains privés sous le régime des autorisations.

Art. 4. — Les autorisations prévues par l'article 2 sont délivrées par le préfet, en conformité de l'avis émis par l'administration des postes et télégraphes et dans un délai de trois mois à partir de la demande.

Les installations visées dans ces autorisations devront satisfaire aux conditions techniques déterminées par les arrêtés prévus à l'article 19 de la présente loi.

Elles devront être exploitées et entretenues de manière à n'apporter par induction, dérivation ou autrement, aucun trouble dans les transmissions télégraphiques et téléphoniques par les lignes préexistantes.

Lorsque, pour prévenir ou faire cesser ce trouble, il sera nécessaire d'exiger le déplacement ou la modification des lignes préexistantes et en cas de non-entente avec l'exploitant, la nature des travaux à exécuter sera déterminée par le ministre du commerce, de l'industrie, des postes et des télégraphes, après avis du comité d'électricité visé par l'article 20. Dans tous les cas, les frais nécessités par ces déplacements ou modifications seront à la charge de l'exploitant.

Titre III.

Des ouvrages de transport et de distribution d'énergie électrique établis sous le régime des permissions de voirie.

Art. 5. — Les permissions de voirie sont délivrées par le préfet ou par le maire, suivant que la voie empruntée rentre dans les attributions de l'un ou de l'autre, sous les conditions ordinaires des arrêtés réglementaires relatifs à ces permissions, et en outre sous les conditions stipulées par les règlements d'administration publique visés à l'article 18 de la présente loi.

Elles ne peuvent prescrire aucune disposition relative aux conditions commerciales de l'exploitation.

Elles ne peuvent imposer au permissionnaire aucune charge pécuniaire autre que les redevances prévues au paragraphe 7 de l'article 18.

Aucune permission de voirie ne peut faire obstacle à ce qu'il soit accordé sur les mêmes voies des permissions ou concessions concurrentes.

Titre IV.

Régime des concessions simples sans déclaration d'utilité publique.

Art. 6. — La concession d'une distribution publique d'énergie est donnée, après enquête, soit par la commune ou par le syndicat formé entre plusieurs communes, si la demande de concession ne vise que le territoire de la commune ou du syndicat, soit par l'Etat dans les autres cas.

Toute concession et soumise aux clauses d'un cahier des charges conforme à l'un des types approuvés par décret délibéré en Conseil d'Etat, sauf les dérogations ou modifications qui seraient expressément formulées dans les conventions passées au sujet de la dite concession.

Art. 7. — Lorsque la concession est de la compétence de l'Etat, l'acte de concession est passé par le préfet, si elle ne s'étend que sur des communes situées dans le territoire du département, ou par le ministre des travaux publics, après avis du ministre de l'intérieur, si elle s'étend sur des communes situées dans plusieurs départements.

Lorsque la concession est de la compétence de la commune, l'acte de concession est passé par le maire, en exécution d'une délibération du conseil municipal.

Si la concession est de la compétence d'un syndicat de communes, l'acte de concession est passé par le président du comité du syndicat, en exécution d'une délibération de ce comité, homologuée par des délibérations des conseils municipaux de toutes les communes syndiquées.

La concession donnée au nom de la commune ou du syndicat de communes n'est définitive qu'après avoir été approuvée par le préfet.

Toutefois, si l'acte de concession passé par le ministre, le préfet, le maire ou le président du comité du syndicat de communes comporte des dérogations ou modifications au cahier des charges type, il ne devient définitif qu'après avoir été approuvé par un décret délibéré en Conseil d'Etat.

Art. 8. — Aucune concession ne peut faire obstacle à ce qu'il soit accordé des permissions de voirie ou une concession à une entreprise concurrente, sous la réserve que celle-ci n'aura pas des conditions plus avantageuses.

Toutefois, l'acte par lequel une commune ou un syndicat de communes donne la concession de l'éclairage public et privé sur tout ou partie de son territoire peut stipuler que le concessionnaire aura seul le droit d'utiliser les voies publiques dépendant de la commune ou des communes syndiquées dans les limites de sa concession, en vue de pourvoir à l'éclairage privé par une distribution publique d'énergie, sans que cependant ce privilège puisse s'étendre à l'emploi de l'énergie à tous usages autres que l'éclairage, ni à son emploi accessoire pour l'éclairage des locaux dans lesquels l'énergie est ainsi utilisée.

Pendant la durée du privilège ainsi institué, les permissions de voirie délivrées par le préfet et les actes de concession passés au nom de l'Etat devront tenir compte de ce privilège dans les obligations imposées aux permissionnaires et concessionnaires.

Art. 9. — L'acte de concession ne peut imposer au concessionnaire une charge pécuniaire autre que les redevances prévues au paragraphe 7 de l'article 18, ni attribuer à l'Etat ou à la commune des avantages particuliers autres que les prix réduits d'abonnements qui seraient accordés aux services publics pour des fournitures équivalentes.

Art. 10. — La concession confère à l'entrepreneur le droit d'exécuter sur les voies publiques et leurs dépendances tous travaux nécessaires à l'établissement et à l'entretien des ouvrages en se conformant aux conditions du cahier des charges, des règlements de voirie et des règlements d'administration publique prévus à l'article 18 ci-après.

L'autorité qui a fait la concession a toujours le droit, pour un motif d'intérêt public, d'exiger la suppression d'une partie quelconque des ouvrages d'une concession ou d'en faire modifier les dispositions et le tracé.

L'indemnité qui peut être due dans ce cas au concessionnaire est fixée par les tribunaux compétents si les obligations et droits de celui-ci ne sont pas réglés soit par le cahier des charges, soit par une convention postérieure.

Titre V.

Régime des concessions déclarées d'utilité publique.

Art. 11. — Sont applicables aux concessions déclarées d'utilité publique l'article 6, les paragraphes 1er, 2 et 3 de l'article 7 et les articles 8, 9 et 10 de la présente loi.

La déclaration d'utilité publique est prononcée, après enquête, par un décret délibéré en Conseil d'Etat, sur le rapport des ministres des travaux publics et de l'intérieur, après avis du ministre du commerce, de l'industrie, des postes et des télégraphes et du ministre de l'agriculture.

L'acte de concession ne devient définitif qu'après avoir été approuvé par ce décret.

Art. 12. — La délaration d'utilité publique investit le concessionnaire, pour l'exécution des travaux dépendant de la concession, de tous les droits que les lois et règlements confèrent à l'administration en matière de travaux publics. Le concessionnaire demeure en même temps soumis à toutes les obligations qui dérivent, pour l'administration, de ces lois et règlements.

S'il y a lieu à expropriation, il y est procédé conformément à la loi du 3 mai 1841, au nom de l'autorité concédante et aux frais du concessionnaire.

La déclaration d'utilité publique d'une distribution d'énergie confère, en outre, au concessionnaire le droit:

1° D'établir à demeure des supports et ancrages pour conducteurs aériens d'électricité, soit à l'extérieur des murs ou façades donnant sur la voie publique, soit sur les toits et terrasses des bâtiments, à la condition qu'on y puisse accéder par l'extérieur, étant spécifié que ce droit ne pourra être exercé que sous les conditions prescrites, tant au point de vue de la sécurité qu'au point de vue de la commodité des habitants, par les règlements d'administration publique prévus à l'article 18, lesdits règlements devant limiter l'exercice de ce droit au cas de courants électriques tels que la présence desdits conducteurs d'électricité à proximité des bâtiments ne soit pas de nature à présenter, nonobstant les précautions prises conformément aux règlements, des dangers graves pour les personnes ou les bâtiments;

2° De faire passer les conducteurs d'électricité au-dessus des propriétés privées, sous les mêmes conditions et réserves que celles spécifiées à l'alinéa 1° ci-dessus;

3° D'établir à demeure des canalisations souterraines, ou des supports pour conducteurs aériens, sur des terrains privés non bâtis, qui ne sont pas fermés de murs ou autres clôtures équivalentes;

4° De couper les branches d'arbre qui, se trouvant à proximité des conducteurs aériens d'électricité, pourraient, par leur mouvement ou leur chute, occasionner des courts-circuits ou des avaries aux ouvrages.

L'exécution des travaux prévus aux alinéas 1° et 4° ci-dessus doit être précédée d'une notification directe aux intéressés et d'une enquête spéciale dans chaque commune; elle ne peut avoir lieu qu'après approbation du projet de détail des tracés par le préfet.

Elle n'entraîne aucune dépossession: la pose d'appuis sur les murs ou façades ou sur les toits ou terrasses des bâtiments ne peut faire obstacle au droit du propriétaire de démolir, réparer ou surélever. La pose des canalisations ou supports dans un terrain ouvert et non bâti ne fait pas non plus obstacle au droit du propriétaire de se clore ou de bâtir. Le propriétaire devra, un mois avant d'entreprendre les travaux de démolition, réparation, surélévation, clôture ou bâtiment, prévenir le concessionnaire par lettre recommandée adressée au domicile élu par ledit concessionnaire.

Les indemnités qui pourraient être dues à raison des servitudes d'appui, de passage ou d'ébranchage, prévues aux alinéas 1°, 2°, 3° et 4° ci-dessus, sont réglées en premier ressort par le juge de paix: s'il y a expertise, le juge ne peut nommer qu'un seul expert.

Titre VI.

Conditions communes à l'établissement et à l'exploitation des distributions sous le régime des permissions de voirie ou des concessions.

Art. 13. — L'établissement et exploitation des lignes de transport d'énergie électrique placées sous le régime, soit du titre III, soit du titre IV, soit du titre V de la présente loi, sont soumises aux conditions ci-après.

Art. 14. — Les projets sont examinés par les représentants des services intéressés dans une conférence à laquelle prennent part, dans tous les cas, les représentants de l'administration des postes et des télégraphes. Si l'accord en vue de l'exécution des projets n'intervient pas au cours de la conférence, l'affaire est soumise au comité d'électricité. Si tous les ministres intéressés n'adhèrent pas à l'avis du comité, il est statué par décret en conseil des ministres.

Art. 15. — La mise en service d'une distribution d'énergie électrique ne peut avoir lieu qu'à la suite des essais faits en présence du service du contrôle et des représentants des services intéressés, et après délivrance, par le préfet, d'une autorisation de circulation du courant.

Art. 16. — Le contrôle de la construction et de l'exploitation est exercé sous l'autorité du ministre des travaux publics, soit par les agents qu'il aura délégués à cet effet lorsqu'il s'agit de concessions données par l'Etat ou de permissions pour des distributions empruntant en tout ou en partie la grande voirie, soit par les agents délégués par les municipalités lorsqu'il s'agit de concessions données par les communes ou les syndicats de communes ou de permissions pour les distributions n'empruntant que les voies vicinales ou urbaines.

Art. 17. — L'administration des postes et des télégraphes peut adresser au service du contrôle, constitué comme il est dit à l'article 16, une réquisition à l'effet de prendre toutes les mesures nécessaires pour prévenir ou faire cesser toute perturbation nuisible aux transmissions par les lignes télégraphiques ou téléphoniques actuellement existantes dans le rayon d'influence des conducteurs d'énergie électrique.

Semblable réquisition peut être adressée au service du contrôle par les fonctionnaires chargés de la surveillance de tout service public dont la marche subirait une atteinte du fait du fonctionnement d'une distribution d'énergie.

Le service du contrôle est tenu de prendre les mesures nécessaires pour qu'il soit immédiatement déféré à la réquisition.

En cas de contestation, il est ensuite procédé comme il est dit à l'article 14.

Art. 18. — Des règlements d'administration publique, rendus sur le rapport du

ministre de l'intérieur, du ministre des travaux publics, du ministre du commerce, de l'industrie. des postes et des télégraphes, du ministre de l'agriculture et, en outre, sur le rapport du ministre des finances pour les règlements de l'alinéa 7°, déterminent:

1° La forme des enquêtes prévues aux articles 6, 11 et 12, étant stipulé que l'avis des conseils municipaux intéressés devra être demandé au cours de ces enquêtes;

2° Les formes de l'instruction des projets et de leur approbation;

3° L'organisation du contrôle de la construction et de l'exploitation dont les frais sont à la charge du concessionnaire ou du permissionnaire;

4° Les conditions générales et d'intérêt public auxquelles devront satisfaire les ouvrages servant à la distribution d'énergie, soit en vertu de concessions, soit en vertu de permissions de voirie;

5° La forme des réquisitions à adresser en exécution de l'article 17;

6° Les mesures relatives à la police et à la sécurité de l'exploitation des distributions d'énergie;

7° Les tarifs des redevances dues à l'Etat, aux départements et aux communes, en raison de l'occupation du domaine public par les ouvrages des entreprises concédées ou munies de permissions de voirie;

8° Et, en général, toutes les mesures nécessaires à l'exécution de la présente loi.

Les règlements visés par les alinéas 2°, 4° et 6° seront pris après avis du comité d'électricité.

Art. 19. — Des arrêtés pris par le ministre des travaux publics et le ministre du commerce, de l'industrie, des postes et des télégraphes, après avis du comité d'électricité, déterminent les conditions techniques auxquelles devront satisfaire les distributions d'énergie au point de vue de la sécurité des personnes et des services publics intéressés, ainsi qu'au point de vue de la protection des paysages. Ces conditions seront soumises à une revision annuelle.

Titre VII.

Dispositions diverses.

Art. 20. — Il sera formé un comité d'électricité, composé, pour une moitié de représentants professionnels français des grandes industries électriques et, pour l'autre moitié, de membres pris dans les administrations de l'intérieur, des travaux publics, du commerce, de l'industrie, des postes et des télégraphes, de la guerre et de l'agriculture.

Les fonctionnaires, membres de ce comité, au nombre de quinze, seront nommés par décret sur les propositions que les ministres de l'intérieur, des travaux publics, du commerce, de l'industrie, des postes et des télégraphes, de la guerre et de l'agriculture présenteront, chacun en ce qui le concerne, à raison de trois par ministère.

Les représentants professionnels des grandes industries électriques, au nombre de quinze, seront nommés par décret, sur les propositions du ministre des travaux publics et du ministre du commerce, de l'industrie, des postes et des télégraphes.

Le comité donnera son avis dans les cas prévus par la présente loi et sur toutes les questions dont les ministres intéressés le saisiront.

Le mode de son fonctionnement sera déterminé par un règlement d'administration publique.

Art. 21. — La déclaration d'utilité publique d'ouvrages à exécuter par l'Etat, un département, une commune ou une association syndicale de la loi du 26 juin 1865, modifiée par celle du 22 décembre 1888, ou par leur concessionnaire, confère à l'administration ou au concessionnaire pour l'établissement ou le fonctionnement des conducteurs d'énergie employés à l'exploitation de ces ouvrages, les droits de passage, d'appui et d'ébranchage spécifiés à l'article 12 ci-dessus, avec application des dispositions spéciales édictées à cet effet par les règlements d'administration publique prévus à l'article 18.

Le bénéfice de ces droits restera acquis à l'administration ou au concessionnaire, même dans le cas où l'énergie serait fournie aux conducteurs par une usine privée ou par une entreprise de distribution publique d'énergie non déclarée d'utilité publique, et aussi dans le cas où les ouvrages serviraient simultanément à un transport d'énergie destiné à des usages autres que le service public ou le service de l'association syndicale.

Art. 22. — Les contestations et réclamations auxquelles peut donner lieu l'application

des mesures prises en vue de la protection des transmissions télégraphiques et téléphoniques, et, en général, de la marche de tout service public, sont jugées par le Conseil de préfecture, sauf recours au Conseil d'Etat, comme en matière de dommages causés par l'exécution des travaux publics.

Art. 23. — Toute contravention aux arrêtés d'autorisation pris en conformité des dispositions du titre II de la présente loi sera, après une mise en demeure non suivie d'effet, punie des pénalités portées à l'article 2 du décret-loi du 27 décembre 1851. Elle sera constatée, poursuivie et réprimée dans les formes déterminées au titre V dudit décret.

Art. 24. — Lorsque le permissionnaire ou le concessionnaire d'une distribution d'énergie contreviendra aux clauses de la permission de voirie ou du cahier des charges de la concession ou aux décisions rendues en exécution de ces clauses, en ce qui concerne le service de la navigation ou des chemins de fer ou tramways, la viabilité des voies nationales, départementales ou communales, le libre écoulement des eaux, le fonctionnement des communications télégraphiques ou téléphoniques, procès-verbal sera dressé de la contravention par les agents du service intéressé dûment assermentés.

Ces contraventions seront poursuivies et jugées comme en matière de grande voirie et punies d'une amende de seize francs (16 fr.) à trois cents francs (300 fr.), sans préjudice de la réparation du dommage causé.

Le service du contrôle pourra prendre immédiatement toutes les mesures provisoires pour faire cesser le dommage, comme il est procédé en matière de voirie. Les frais qu'entraînera l'exécution de ces mesures, ainsi que ceux des travaux que les administrations intéressées auraient été amenées à faire comme suite à la réquisition visée à l'article 17, seront à la charge du permissionnaire ou du concessionnaire. Il en sera de même pour les frais avancés par l'Etat pour la modification des installations des services publics préexistants.

Art. 25. — Toute infraction aux dispositions édictées dans l'intérêt de la sécurité des personnes, soit par des règlements d'administration publique, soit par les arrêtés visés à l'article 19, sera poursuivie devant les tribunaux correctionnels et punie d'une amende de seize francs (16 fr.) à trois mille francs (3.000 fr.), sans préjudice de l'application des pénalités prévues au Code pénal, en cas d'accident résultant de l'infraction.

Les délits et contraventions pourront être constatés par des procès-verbaux dressés par les officiers de police judiciaire, les ingénieurs et agents des ponts et chaussées et des mines, les ingénieurs et agents du service des télégraphes, les agents voyers, les agents municipaux chargés de la surveillance ou du contrôle et les gardes particuliers du concessionnaire agréés par l'administration et dûment assermentés.

Ces procès-verbaux feront foi jusqu'à preuve du contraire.

Ils seront visés pour timbre et enregistrés en débet.

Ceux qui seront dressés par des gardes particuliers assermentés devront être affirmés dans les trois jours, à peine de nullité, devant le juge de paix ou le maire, soit du lieu du délit ou de la contravention, soit de la résidence de l'agent.

Art. 26. — Sont maintenues dans leur forme et teneur les concessions et permissions accordées par des actes antérieurs à la présente loi.

Art. 27. — Sont abrogées la loi du 25 juin 1895 et toutes les dispositions contraires à la présente loi.

La présente loi, délibérée et adoptée par le Sénat et par la Chambre des députés, sera exécutée comme loi d'Etat.

Fait à Paris, le 15 juin 1906.

A. Fallières.

Par le Président de la République:
Le ministre de travaux publics, des postes
et des télégraphes.
Louis Barthou.

Le ministre de l'intérieur,
G. Clemenceau.

c) Rapport fait au nom de la Commission[26] chargée d'examiner la proposition de loi, adoptée par la Chambre des Députés, sur les Distributions d'énergie.

par M. Chautemps,
Sénateur.

Messieurs,

Dans sa séance du 27 février 1906, la Chambre des Députés a adopté, sur le rapport de M. Léon Janet, une proposition de loi concernant les distributions d'énergie électrique non destinées à la télégraphie ni à la téléphonie.

Cette question était pendante devant la Chambre des Députés depuis le 12 juillet 1897, jour où fut déposé le projet de loi qu'avait élaboré une Commission présidée par M. Armand Rousseau, conseiller d'Etat (1894), et qui avait été adopté plus tard (1896) par le Conseil d'Etat.

Elle avait donné lieu à un rapport de M. Guillain (8 février 1898), puis, sous la législature suivante, de M. André Berthelot.

Les premiers projets de lois (rapports Guillain et Berthelot) s'appliquaient aux divers modes de transport de l'énergie, aux conduites d'eau à haute-pression et aux conduites d'air comprimé comme aux conducteurs d'électricité; celui qui a été finalement adopté par la Chambre des Députés, sur le rapport de M. Léon Janet, ne vise que les distributions d'énergie électrique.

Une autre dissemblance sépare encore le texte adopté par la Chambre des Députés de celui qui était annexé au rapport de M. André Berthelot, c'est que ce dernier s'appliquait seulement aux entreprises ayant pour objet la distribution de l'énergie électrique au public, tandis que le texte présenté à la Chambre des Députés par M. Léon Janet s'applique également aux distributions n'intéressant que les particuliers.

Le texte adopté présente enfin, sur le projet Berthelot, cet autre avantage très précieux qu'on y a incorporé les dispositions de la loi du 25 juin 1895 qui restent en vigueur, et qu'ainsi, la loi de 1895 pouvant être abrogée, la loi nouvelle sera une codification en un seul texte de toutes les dispositions légales concernant les distributions d'énergie électrique.

Insuffisance de la législation actuelle.

Dans l'état actuel de la législation, les entreprises de distribution d'énergie sont régies par la loi du 25 juin 1895, « concernant l'établissement des conducteurs d'énergie électrique autres que les conducteurs télégraphiques et téléphoniques », et par les dispositions de la loi municipale de 1884 qui autorisent, d'une manière générale, les maires à concéder l'usage des voies publiques communales.

La loi du 25 juin 1895 ne prévoit que trois régimes, la liberté absolue, l'autorisation et la permission de voirie etc.

Tarif maximum. — Redevances. — Monopole.

Tarif maximum. — Toute concession, qu'elle soit donnée par la commune, par un syndicat de communes ou par l'Etat, est soumise à un cahier des charges conforme à l'un des types approuvés par décret délibéré en Conseil d'Etat, et il est dit à l'article 3 que « les concessions d'une durée déterminée, qu'elles soient ou non d'utilité publique, seront soumises à un cahier des charges, avec tarif maximum ».

Le rapport de M. Léon Janet nous apprend que la proposition d'un tarif maximum a été vivement combattue par les industriels qui ont été entendus devant la Commission de la Chambre des Députés; tous ont réclamé la plus grande liberté pour la fixation des prix des courants, faisant valoir que les prix de revient dépendaient de circonstances diverses, telles que l'heure de la livraison, la quantité demandée, la régularité exigée, etc.; ils ont demandé, pour ce motif, que la plus grande liberté fût laissée aux autorités concédantes; mais la Chambre des Députés a estimé, d'accord avec sa Commission, qu'il n'était pas possible d'aller jusqu'à la liberté absolue des tarifs, et que l'introduction d'un tarif maximum dans

[26]) Diese Kommission ist zusammengesetzt aus: de MM. Berthelot, Président; Genet, Secrétaire; Fougeirol, Paul le Roux, Chautemps, Charles Prevet, Goutant, Pédebidou, Francoz.

les cahiers des charges types aurait l'avantagè de prévenir certains abus. La Commission du Sénat, pour ne pas retarder le vote de la loi, s'est ralliée à cette manière de voir.

Redevances. — L'article 18 stipule que des règlements d'administration publique détermineront:

....

....

7° Les tarifs des redevances dues à l'Etat, aux départements et aux communes, à raison de l'occupation du domaine public par les ouvrages des entreprises concédées ou munies de permissions de voirie.

Les tarifs des redevances ont fait l'objet d'un commentaire intéressant dans le rapport présenté à la Chambre des Députés par M. André Berthelot (n° 1054 de la 7° législature, p. 36); nous croyons utile de reproduire ici ces quelques lignes:

« Cette redevance doit tenir compte pour les canalisations souterraines, du supplément « des frais d'entretien que la présence de ces canalisations impose nécessairement au service « de la voirie, quelque impératives que soient les prescriptions qui mettent à la charge des « concessionnaires les frais de réfection et d'entretien temporaire des chaussées à la suite de « ces travaux. En ce qui concerne les conducteurs aériens, la redevance est plutôt une rede- « vance nominale, destinée à affirmer les droits du domaine public. Il est nécessaire de faire « en sorte que les redevances qui seront imposées aux concessionnaires conservent ces « caractères, et que le développement des distributions ne soit pas entravé par l'esprit de « fiscalité des administrations. C'est pourquoi le Gouvernement et la Commission proposent « de faire fixer par un règlement d'administration publique un tarif uniforme, qui liera à la « fois l'Administration des domaines pour l'Etat et les Administrations départementales et « communales. »

La Commission de la Chambre avait adopté, dans un même esprit, une disposition fixant le maximum de la redevance fiscale par kilomètre, mais elle a finalement abandonné cette disposition.

La Commission du Sénat eût volontiers adopté un texte mettant un frein à l'esprit de fiscalité excessif de certaines municipalités, mais elle en a été éloignée par son désir de ne pas modifier, si peu que ce fût, le texte adopté par la Chambre des Députés, et elle s'est bornée à prier son rapporteur d'insister fortement sur la nécessité de ne pas considérer les redevances de l'article 18 comme un impôt, mais comme l'indemnité justement due pour le supplément de dépenses d'entretien que la présence des canalisations peut occasionner à la charge des services de voirie.

Monopole. — Le texte adopté par la Chambre ne permet, en aucun cas, que l'énergie destinée à la force motrice puisse faire l'objet d'un monopole; elle autorise les monopoles d'une durée maxima de trente ans pour l'éclairage électrique, estimant que l'interdiction ou la limitation trop étroite du monopole empêcherait beaucoup de petites communes de trouver des concessionnaires.

La Commission du Sénat s'est rangée à cette manière de voir.

Organisation du contrôle des distributions d'énergie.

La loi de 1895 ne donne pas l'unité de contrôle. Les conflits sont fréquents entre les agents des Postes et Télégraphes et ceux des Travaux publics.

La nouvelle loi crée cette unité en faisant intervenir les conférences mixtes des services intéressés.

Elle réorganise le comité supérieur d'électricité, dans lequel elle fait entrer pour moitié les représentants professionnels des grandes industries électriques.

Du transfert de l'énergie électrique à l'étranger.

La Commission avait terminé l'examen de la présente proposition de loi et adopté, sans changement, le texte voté déjà par la Chambre, lorsque, occupé à corriger les épreuves de ce travail, le rapporteur soussigné, qui représente un pays de houille blanche et en même temps un pays frontière, eut son attention appelée sur la possibilité du transfert hors de France de l'énergie électrique produite par des forces hydrauliques françaises.

Le Conseil national de la Confédération helvétique a pris, en effet, un arrêté en date du 31 mars 1906, en vertu duquel « la dérivation, à l'étranger, d'énergie électrique provenant de forces hydrauliques suisses ne peut avoir lieu sans l'autorisation du Conseil fédéral »; et cette autorisation, qui n'est accordée qu' « en tant que la force hydraulique ne trouve pas d'emploi en Suisse », est donnée pour un temps limité, dont la durée ne peut excéder vingt ans; elle peut être retirée en tout temps, moyennant indemnité, pour des raisons d'utilité publique.

La nécessité d'une disposition de loi analogue s'impose évidemment pour la France; mais allions-nous provoquer une nouvelle réunion de la Commission sénatoriale pour lui proposer l'addition d'un texte, ou bien n'était-il pas préférable, vu l'impatience, avec laquelle est attendu le vote définitif de la loi sur les distributions d'énergie, de ne rien changer au texte de la Chambre et de demander à une proposition de loi spéciale le règlement de la question soulevée par le récent arrêté fédéral?

Nous nous sommes décidés pour cette dernière procédure[27]).

Nous avons donc l'honneur de proposer au Sénat l'adoption du projet de loi suivant, qui est identique au texte voté par la Chambre des Députés.

Anlage III.

a) Message du Conseil fédéral à l'Assemblée fédérale concernant un projet d'arrêté fédéral sur l'utilisation des forces hydrauliques de la Suisse à l'étranger[28]).

(Du 4 décembre 1905.)

Monsieur le Président et Messieurs,

La Suisse possède, comme pays de montagnes, une réserve de forces hydrauliques d'une utilisation relativement facile; c'est un capital qui constitue une partie importante de la richesse nationale et la valeur en a été considérablement augmentée à partir du jour où, l'électricité inaugurant sa marche triomphale à travers le monde, la technique de la transformation des forces hydrauliques en énergie électrique a pris un essor qui tient du prodige. Grâce aux progrès réalisés dans ce domaine, la Suisse, jusqu'ici tributaire de l'étranger pour la houille destinée à la production de la force mécanique, peut remplacer désormais ce combustible, dans une très forte mesure, par la force hydraulique indigène. Or, s'il est vrai que nous dépendons de l'étranger pour l'écoulement de nos produits industriels, nous devons, en revanche, saluer avec joie la réduction du tribut que nous payons au dehors pour la plus importante des matières premières nécessaires à notre industrie. Aussi le peuple suisse a-t-il déjà le sentiment que nos forces hydrauliques constituent une ressource inappréciable, sur laquelle il doit veiller plus soigneusement qu'il ne l'a fait jusqu'ici. D'où la nécessité, pour les autorités du pays, de se préoccuper de la question et d'y vouer une plus grande attention que jusqu'à ce jour. Nous avons à veiller en première ligne à ce que la Suisse puisse disposer des forces hydrauliques nécessaires lorsqu'elle voudra exploiter par l'électricité ses voies ferrées, dont la plupart sont déjà nationalisées. Nous avons à travailler, en second lieu, à assurer l emploi de nos chutes d'eau au profit de la production et de la consommation indigènes. Enfin, nous devons aviser aux voies e moyens d'utiliser les forces hydrauliques du pays d'une manière rationelle et dans l'intérêt de l'ensemble de la population, de prévenir la dilapidation de ce bien commun et d'éviter, en troisième lieu, que l'Etat ne soit un jour obligé de recourir exclusivement au moyen très onéreux de l'expropriation pour le rachat de ce qui est déjà concédé ou le sera encore.

Comme vous le savez, nous accordons, depuis un certain temps déjà, toute notre attention à la première de ces tâches.

Nous nous occupons de la deuxième dans l'exposé et les propositions qui vont suivre.

La réalisation du troisième et du plus important des buts à poursuivre offre de

---

[27]) Die Kommission hat dann einen Gesetzentwurf vorgelegt, welcher fast identisch ist mit dem Entwurf des schweizerischen Bundesrats, welcher am 31. März 1906 von der Bundes-Versammlung angenommen wurde und dessen Wortlaut nebst Motiven in Anlage III abgedruckt ist.

[28]) Ein deutscher Text stand leider für den Abdruck nicht zur Verfügung.

sérieuses difficultés, en tant que la tâche incombe à la Confédération. La principale difficulté réside dans le fait que la Confédération doit préalablement s'entendre avec les cantons et trouver le moyen de tenir suffisamment compte de leurs intérêts légitimes. Nous vouerons à cette troisième tâche toute la sollicitude qu'elle mérite.

Examinons aujourd'hui de plus près le deuxième but à atteindre.

La charge ou pente de nos cours d'eau et des affluents de nos lacs est une propriété publique, au sens strict du mot, et, dans une acception plus étendue, un bien national. Les communes, les cantons et la Confédération s'efforcent de régulariser le cours des fleuves, rivières ou torrents, d'empêcher la destruction des installations hydrauliques qui existent déjà et de prévenir les dégâts auxquels sont exposées ces installations ou auxquels pourraient l'être celles qui seront créées plus tard. Le pays a déjà dépensé dans ce but plusieurs centaines de millions de francs. Or, bien que la correction de nos cours d'eau profite également dans une large mesure aux Etats voisins situés en aval, la Suisse a toujours pris la dépense exclusivement à sa charge.

C'est une raison de plus pour nous d'envisager comme notre droit et, à l'égard du peuple, comme notre devoir, d'assurer au pays, dans l'intérêt national, l'utilisation des chutes d'eau qui existent sur le territoire suisse. Aussi longtemps et en tant que ces dernières ne sont pas utilisées en Suisse, rien n'empêche d'en concéder la jouissance dans les Etats voisins. Mais dès qu'elles trouvent chez nous leur emploi, c'est à cet emploi dans l'intérieur du pays qu'elles doivent être affectées en toute première ligne. Et si nos forces hydrauliques devaient contribuer à assurer la victoire contre nous à l'industrie étrangère, qui travaille déjà dans des conditions plus favorables que la nôtre au double point de vue des salaires et de l'écoulement des produits, nous voulons pouvoir retirer des mains de nos concurrents des armes qui sont à nous.

Nous vous proposons en conséquence un arrêté qui nous permette de conserver à notre pays ce qui lui appartient.

Pour des raisons qu'il serait superflu de discuter, nous avons la conviction que les mesures nécessaires doivent être prises par la Confédération et doivent rentrer dans ses attributions.

Nous estimons que la compétence de la Confédération dérive de son but d'accroître la prospérité commune des confédérés (article 2 de la Constitution fédérale).

La question revêt un caractère d'urgence, particulièrement à partir du moment où l'on apprend que l'autorité fédérale s'en occupe. Nous proposons dès lors d'ajouter à l'arrêté fédéral la clause d'urgence, d'autant plus justifiée que nous sommes tout à fait sûrs que les mesures que nous proposons répondent aux vœux de la grande majorité du peuple suisse.

Nous nous permettons, en terminant, d'insister pour que cet objet soit liquidé définitivement pendant la session de l'Assemblée fédérale qui s'ouvre aujourd'hui. Cette demande est motivée par les mêmes raisons qui militent en faveur de la clause d'urgence.

Veuillez agréer, monsieur le Président et Messieurs, l'assurance de notre haute considération.

Berne, le 4 décembre 1905.

Au nom du Conseil fédéral suisse:
Le président de la Confédération,
Ruchet.
Le I[er] vice chancelier.
Schatzmann.

Projet d'arrêté fédéral concernant l'utilisation des forces hydrauliques de la Suisse à l'étranger.

L'assemblée fédérale de la confédération Suisse.

Vu le message du Conseil fédéral du 4 décembre 1905;
En exécution de l'article 2 de la Constitution fédérale,

Arrête:

Art. 1[er]. — La dérivation, à l'étranger, d'énergie électrique provenant en totalité ou en partie de forces hydrauliques suisses ne peut avoir lieu sans l'autorisation du Conseil fédéral. Les traités internationaux demeurent réservés.

Art. 2. — La demande d'autorisation doit être adressée au Conseil fédéral par l'entremise des gouvernements cantonaux, qui préavisent en même temps sur l'objet de la requête.

Art. 3. — Le Conseil fédéral accorde l'autorisation en tant que la force hydraulique ne trouve pas d'emploi en Suisse, et dans la mesure seulement où l'utilisation qui en est faite à l'étranger ne lèse aucun intérêt suisse.

Art. 4. — L'autorisation est accordée pour un temps limité, dont la durée ne peut excéder vingt ans, et elle peut être renouvelée ou modifiée une ou plusieurs fois, à la requête du propriétaire. La disposition de l'article 2 est également applicable aux demandes de renouvellement ou de modification.

Art. 5. — Moyennant indemnité, le Conseil fédéral peut retirer en tout temps son autorisation pendant la période pour laquelle elle a été accordée. Le Tribunal fédéral juge les cas de contestation sur le chiffre de l'indemnité.

Art. 6. — La souveraineté cantonale en matière d'impôt et la législation des cantons sur les cours d'eau demeurent garanties dans les limites de la Constitution fédérale et du présent arrêté.

Art. 7. — Le Conseil fédéral est chargé d'exécuter le présent arrêté.

Art. 8. — Vu l'article 89, 2° alinéa, de la Constitution fédérale, le présent arrêté est déclaré d'urgence et entre immédiatement en vigueur.

Anlage IV.

Statut der „Wupper-Thalsperren-Genossenschaft".

Wir Wilhelm, von Gottes Gnaden König von Preussen etc. verordnen auf Grund des § 57 des Gesetzes vom 1. April 1879 (Gesetzsammlung S. 297) und des Artikels 1 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 (Gesetzsammlung S. 97) nach Anhörung der Betheiligten was folgt:

§ 1.

Die Eigenthümer der in den Plänen des Professors Intze zu Aachen vom April 1894 beziehungsweise vom Oktober 1895 enthaltenen gewerblichen Anlagen im Gebiete der Wupper und ihrer Nebenflüsse werden zu einer Genossenschaft vereinigt, welche die Anlegung, Benutzung und Unterhaltung von Sammelbecken für die Wupper und ihre Nebenflüsse zur besseren Ausnutzung der gewerblichen Triebkraft und zur besseren Benutzung des Wassers zu sonstigen gewerblichen Zwecken beabsichtigt.

Die zunächst in Angriff zu nehmenden Sammelbecken im Brucher- und im Beverthale sind auf Lageplänen, die ein Zubehör der zu Grunde liegenden oben angeführten Pläne bilden, mit Höhen-Curven der für die Anlage der beiden Thalsperren bestimmten Terrains in den genannten Thälern, im Mai 1888 angefertigt durch den Kataster-Controlleur Steffen, dargestellt und werden daselbst nach Nordwest im Brucherthale, nach Süden im Beverthale durch den roth angelegten Grundriss der Sperrmauer, im Übrigen durch die Höhen-Curve 362,55 m über N. N. für das Brucherthal und durch die Höhen-Curve 286,43 m über N. N. für das Beverthal begrenzt.

Die zur Herstellung, Unterhaltung und Ausnutzung der Sammelbecken, sowie zum Schutze der unterhalb derselben liegenden Grundstücke und Gebäulichkeiten zu erbauenden Sperrmauern sind auf den ebenfalls ein Zubehör der Pläne bildenden „Project-Zeichnungen zu der Thalsperre im Brucherthale für 750000 cbm Inhalt und zu der Thalsperre im Beverthale für 3000000 cbm Inhalt, entworfen und berechnet durch O. Intze, Professor," in Vorderansicht, Grundriss und Querschnitt dargestellt und mit einer graphischen Festigkeitsberechnung versehen.

Die bei dem Unternehmen betheiligten gewerblichen Anlagen sind in den ein weiteres Zubehör der Pläne bildenden Lagezeichnungen mit rother Farbe kenntlich gemacht. Auch sind diese Anlagen in den zugehörigen Verzeichnissen unter Angabe ihrer Eigenthümer und des in den Voranschlägen ermittelten Vortheils speciell nachgewiesen.

Karten und Register werden mit einem auf das Datum des genehmigten Statuts Bezug nehmenden Beglaubigungsvermerke versehen und bei der Aufsichtsbehörde der Genossenschaft niedergelegt.

Abänderungen der Projecte, die im Laufe der Ausführung sich als erforderlich herausstellen, können vom Genossenschaftsvorstande beschlossen werden. Der Beschluss bedarf jedoch der Genehmigung der staatlichen Aufsichtsbehörde.

Vor Ertheilung der Genehmigung sind diejenigen Genossen zu hören, deren Grundstücke oder gewerbliche Anlagen durch die Veränderungen direkt in Mitleidenschaft gezogen werden.

§ 2.

Die Genossenschaft führt den Namen „Wupper-Thalsperren-Genossenschaft" und hat ihren Sitz in der Gemeinde Neuhückeswagen.

Die Verlegung des Sitzes an einen anderen im Gebiete der Wupper oder ihrer Nebenflüsse belegenen Ort kann von der Generalversammlung der Genossenschaft beschlossen werden und bedarf der Genehmigung der staatlichen Aufsichtsbehörde.

§ 3.

Die Kosten der Herstellung und Unterhaltung der gemeinschaftlichen Anlagen werden von der Genossenschaft getragen. Dagegen bleiben die nach den Zwecken der Thalsperrenanlagen an den einzelnen Betriebswerken erforderlichen Einrichtungen den betreffenden Genossen überlassen.

Die Genossen sind gehalten, den im Interesse des ganzen Unternehmens getroffenen Anordnungen des Vorstehers Folge zu leisten.

§ 4.

Ausser der Herstellung der im Projecte vorgesehenen Anlagen liegt dem Vorstande ob, Anlagen, welche im besonderen Interesse mehrerer Betheiligter zur besseren Ausnutzung der gewerblichen Triebkraft oder zur besseren Benutzung des Wassers der Sammelbecken und der dazu gehörigen Wasserläufe zu sonstigen gewerblichen Zwecken dienen sollen, einzurichten und auf Kosten der dabei Betheiligten ausführen zu lassen.

Die Absicht des Vorstandes ist unter Auflegung der Pläne und Kostenanschläge sowie der Kostenvertheilung bei dem Vorsteher nach Vorschrift des § 8 dieses Statuts bekannt zu machen. Einsprüche sind bei dem Vorsteher innerhalb 4 Wochen nach der Offenlegung schriftlich unter Angabe der Gründe anzubringen. Über dieselben entscheidet endgiltig die Aufsichtsbehörde.

Die Unterhaltung derartiger Anlagen untersteht der Aufsicht des Vorstehers.

Die Generalversammlung kann die Ausführung und Unterhaltung solcher Anlagen auf Kosten der Genossenschaft beschliessen. Ebenso kann die Generalversammlung die Neuanlage von Sammelbecken im Gebiete der Wupper und deren Nebenflüsse zur reichlicheren Versorgung der Genossenschaft mit Wasser beschliessen. In beiden Fällen bedürfen die Beschlüsse der Generalversammlung der Genehmigung der staatlichen Aufsichtsbehörde. Der gleichen Genehmigung bedürfen die auf diese Anlagen bezüglichen Projecte sowie — in Ermangelung einer Einigung der Betheiligten — das Kostenbeitragsverhältniss.

§ 5.

Der Vorstand ist befugt, das Wasser der Sammelbecken und der dazu gehörigen Wasserläufe über die eigentlichen Genossenschaftszwecke hinaus mit der Massgabe nutzbar zu machen, dass für die Sicherstellung der eigentlichen Genossenschaftszwecke die nothwendigen Vorkehrungen getroffen werden.

Namentlich darf er:

1. das Wasser für Landes-Meliorationen abgeben, auch mit Genehmigung der Generalversammlung und der Aufsichtsbehörde solche auf Rechnung der Genossenschaft einrichten;
2. das Wasser gegen Entgelt insbesondere auch für Wasserleitungen abgeben;
3. die Fischerei auf dem Becken verpachten;
4. die sonstige Benutzung des Beckens gegen Entgelt gestatten.

Alle für solche Nutzbarmachung des Beckens und des Wassers erforderlichen Anlagen unterstehen der Aufsicht des Vorstandes.

§ 6.

Die gemeinschaftlichen Anlagen werden unter Leitung des oder der vom Vorstande hierzu angenommenen Personen ausgeführt und unterhalten. Der Vorstand hat dafür Sorge

zu tragen, dass die Sammelbecken im Brucher- und Beverthale, entsprechend den angeschlossenen Plänen des Professors Intze, so construiert werden, und dass der Betrieb derselben dauernd so eingerichtet wird, dass die zur Hochwasserzeit abfliessenden Wassermengen zur Vermeidung von Überschwemmungen möglichst zurückgehalten werden.

§ 7.

Die Städte Barmen und Elberfeld zahlen zu den aufzubringenden Ausgaben der Genossenschaft für Verzinsung, Amortisation, Unterhaltung und Verwaltung der Brucher- und Bever-Thalsperren jede Stadt den festen Jahresbeitrag von 10000 Mark. Nach Tilgung des Anlagekapitals fallen die vorgenannten Beiträge der beiden Städte für die laufenden Unterhaltungs- und Verwaltungskosten der Genossenschaft fort.

In welchem Masse bei etwa wachsenden Einnahmen der Genossenschaft im Falle des Artikels 3, §§ 1 und 2 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 die Beiträge der beiden Städte eine vorzugsweise Ermässigung erfahren sollen, bleibt der Vereinbarung des Vorstandes der Genossenschaft mit den Vertretungen der beiden Städte überlassen.

Im Uebrigen wird nach Begründung der Genossenschaft das Verhältniss, in welchem die einzelnen Genossen zu den Genossenschaftslasten beizutragen haben, nach Massgabe des für dieselben aus den Genossenschaftsanlagen erwachsenden Vortheils in dem im § 8 dieses Statuts bezeichneten Verfahren festgesetzt, wobei als Vertheilungsmassstab für das Jahr $^1/_{160}$ der durch das Thalsperrenwasser gewonnenen Nutzpferdekraft dreihundert Cubikmetern des zu sonstigen gewerblichen Zwecken aus der Wupper entnommenen Wassers gleichzustellen ist. Hierbei sollen die Kosten pro Nutzpferdekraft auf ganze Mark und die Kosten pro Cubikmeter sonstigen Nutzwassers auf ganze Pfennige abgerundet werden und zwar bis einschliesslich $^1/_2$ Mark bezw $^1/_2$ Pfennig nach unten; über $^1/_2$ Mark bezw. $^1/_2$ Pfennig nach oben. Eine Änderung dieses Vertheilungs-Massstabes, soweit er das Beitragsverhältniss der Genossen unter einander betrifft, kann nur durch Beschluss der Generalversammlung, welcher der Bestätigung der Aufsichtsbehörde bedarf, erfolgen.

Das nach Vorstehendem aufzustellende Register hat die einzelnen Genossen und das Beitragsverhältniss zu den Genossenschaftslasten zu enthalten.

§ 8.

Nach Ablauf von zwei Jahren nach Inbetriebsetzung der Anlagen sowie ferner auf Antrag von einem Drittheile der Genossen, wenn seit der letzten Revision zwei Jahre verflossen sind, hat eine Revision des Vertheilungsmassstabes, beziehungsweise des Registers durch zwei vom Vorstande zu wählende Sachverständige unter Leitung des Vorstehers zu erfolgen, welcher bei Meinungsverschiedenheiten den Ausschlag gibt. Sowohl ein nach der Zahl der gewerblichen Anlagen wie ein nach der Beitragspflicht berechnetes Dritttheil der Genossen ist zur Stellung eines Antrags berechtigt.

Nach vorgängiger Bekanntmachung in den amtlichen Kreisblättern derjenigen Kreise, deren Bezirken das Genossenschaftsgebiet ganz oder theilweise angehört, wird das revidierte Genossenschaftsregister vier Wochen lang zur Einsicht der Genossen in der Wohnung des Vorstehers ausgelegt. Auch kann jeder Genosse Abschrift des Verzeichnisses gegen Erstattung der Schreibgebühren vom Vorsteher verlangen. Abänderungsanträge müssen innerhalb der vierwöchentlichen Frist schriftlich bei dem Vorsteher angebracht werden.

Nach Ablauf dieser Frist hat der Vorsteher die bei ihm schriftlich eingegangenen Abänderungsanträge der Aufsichtsbehörde vorzulegen. Die letztere oder deren Commissar lässt unter Zuziehung der Beschwerdeführer und eines Vertreters des Vorstandes die erhobenen Reklamationen durch einen Sachverständigen untersuchen.

Einigt sich der Vorstand und der Beschwerdeführer über die Person des Sachverständigen, so ist dieser zu nehmen, andernfalls wird der Sachverständige von der Aufsichtsbehörde ernannt. Mit dem Ergebniss der Untersuchung werden die Beschwerdeführer und der Vertreter des Vorstandes von dem Commissar bekannt gemacht. Sind beide Theile mit dem Gutachten einverstanden, so wird das Register demgemäss festgestellt; andernfalls sind die Verhandlungen der Aufsichtsbehörde zur Entscheidung einzureichen.

Der Aufsichtsbehörde ist es unbenommen, vor ihrer Entscheidung andere ihr geeignet scheinende Sachverständige zu hören.

Die bis zur Mittheilung des Ergebnisses der Untersuchung entstandenen Kosten sind

im jedem Falle von der Genossenschaft zu tragen. Wird eine Entscheidung erforderlich, so sind die weiter erwachsenden Kosten dem unterliegenden Theile aufzuerlegen.

Ausserdem kann jederzeit im Bedürfnisfalle eine in gleicher Weise vorzunehmende Revision des Vertheilungsmassstabes beziehungsweise des Registers vom Vorstande beschlossen oder von der staatlichen Aufsichtsbehörde angeordnet werden.

In den Fällen des Artikels 3 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 findet die Neuregelung des Beitragsverhältnisses jederzeit von Amtswegen durch den Vorstand statt.

Den von der Aufsichtsbehörde, von dem Vorstande und auf Vereinbarung mit den Interessenten ernannten Sachverständigen ist Seitens der Genossen die erforderliche Auskunft zu geben und der Zutritt zu den gewerblichen Anlagen zu gestatten.

Aus diesem Anlass entstehende Streitigkeiten entscheidet endgültig die Aufsichtsbehörde.

§ 9.

Die Genossen sind verpflichtet, die Beiträge in den von dem Vorstande festzusetzenden Terminen zur Genossenschaftskasse abzuführen.

Bei versäumter Zahlung hat der Vorsteher die fälligen Beiträge beizutreiben.

§ 10.

Im Falle des Artikels 3, §§ 1 und 2 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 sind Genossen, welche durch Erweiterung oder Verbesserung ihrer gewerblichen Anlagen eine grössere Ausnutzung des Wassers der Sammelbecken oder der aus denselben fliessenden Wasserläufe bezwecken, verpflichtet, vor Benutzung dieser Einrichtungen dem Vorsteher von ihrem Vorhaben Anzeige zu erstatten.

§ 11.

Jeder Genosse hat sich die Einrichtung der genossenschaftlichen Anlagen, diese Anlagen selbst, sowie deren Unterhaltung, soweit sein Eigentum davon vorübergehend oder dauernd betroffen wird, gefallen zu lassen.

Darüber, ob und zu welchem Betrage dem einzelnen Genossen unter Berücksichtigung der ihm aus der Anlage erwachsenden Vorteile eine Entschädigung gebührt, entscheidet, falls sich ein Genosse mit dem Vorsteher nicht gütlich verständigen sollte, das nach Vorschrift dieses Statuts zu bildende Schiedsgericht mit Ausschluss des Rechtsweges.

§ 12.

Das Stimmenverhältnis richtet sich nach der Theilnahme an den Genossenschaftslasten und zwar derart, dass für jede gewerbliche Anlage bei einer Betheiligung bis zu 10 Mark eine Stimme gerechnet wird, während bei grösserer Betheiligung soviel weitere Stimmen hinzukommen, als die Zahl 10 in der überschiessenden Summe von Mark enthalten ist. Bruchtheile von 10 werden bei der Berechnung der Mehrstimmen nicht berücksichtigt.

Die Stimmliste ist demgemäss von dem Vorstande zu entwerfen und nach vorgängiger öffentlicher Bekanntmachung der Auslegung vier Wochen lang zur Einsicht der Genossen in der Wohnung des Vorstehers auszulegen. Jeder Genosse kann Abschrift der Stimmliste gegen Erstattung der Schreibgebühren verlangen.

Anträge auf Berichtigung der Stimmliste sind an keine Frist gebunden.

§ 13.

Miteigenthümer einer an der Genossenschaft betheiligten gewerblichen Anlage haben auf Erfordern des Vorstandes zur Wahrnehmung ihres gemeinschaftlichen Interesses einen Bevollmächtigten zu bestellen.

§ 14.

Der Genossenschaftsbund besteht aus:

a) einem Vorsteher,

b) sechs Beisitzern.

Die Vorstandsmitglieder bekleiden ein Ehrenamt. Als Ersatz für Auslagen und Zeitversäumnis erhält jedoch der Vorsteher, erforderlichen Falls auch der Stellvertreter desselben, eine jährliche von dem Vorstande festzusetzende Entschädigung, welche der Genehmigung der Aufsichtsbehörde bedarf.

Die Stadtvertretungen von Barmen und Elberfeld haben dafür, dass die beiden Städte nach Massgabe des aufgestellten Vertheilungsmassstabes einen Jahresbeitrag von je 10000 Mark zahlen, das Recht, jede einen von den sechs Beisitzern, sowie je einen Stellvertreter zu bestimmen. Die übrigen vier Beisitzer des Vorstandes nebst vier Stellvertretern werden von der Generalversammlung auf 4 Jahre nach absoluter Mehrheit der abgegebenen Stimmen gewählt.

Alle 2 Jahre scheidet die Hälfte der von der Genossenschaft gewählten Beisitzer und Stellvertreter aus. Die das erste mal Ausscheidenden werden durch das vom Vorsteher in einer Vorstandssitzung zu ziehende Loos bestimmt.

Wählbar ist jeder Genosse, welcher den Besitz der bürgerlichen Ehrenrechte nicht durch rechtskräftiges Erkenntnis verloren hat.

Der Vorsteher, sowie der Stellvertreter desselben werden gleichfalls von der Generalversammlung nach absoluter Stimmenmehrheit auf 4 Jahre gewählt. Die Wahl derselben kann auf andere, der Genossenschaft nicht angehörige Persönlichkeiten gerichtet werden und bedarf der Genehmigung der Aufsichtsbehörde.

Der Stellvertreter des Vorstehers kann auch aus den Beisitzern gewählt werden.

Die Wahl der von der Generalversammlung zu wählenden Vorstandsmitglieder wie der Stellvertreter erfolgt in getrennten Wahlhandlungen für jedes Mitglied. Wird im ersten Wahlgange eine absolute Stimmenmehrheit nicht erreicht, so erfolgt eine engere Wahl zwischen denjenigen beiden Personen, welche die meisten Stimmen erhalten haben. Bei Stimmengleichheit entscheidet das vom Vorsitzenden zu ziehende Loos. Die Mitgliedschaft im Vorstande dauert bei Ablauf der Wahlperiode bis zur Wahl des Nachfolgers fort. Die Ausscheidenden sind wieder wählbar.

Im übrigen finden die Vorschriften für Gemeindewahlen in den Landgemeinden der Rheinprovinz sinngemässe Anwendung.

Wenn kein Widerspruch erfolgt, kann Wahl durch Acclamation erfolgen.

§ 15.

Die Mitglieder des Vorstandes werden von der Aufsichtsbehörde durch Handschlag an Eidesstatt verpflichtet.

Zur Legitimation der Vorstandsmitglieder und ihrer Stellvertreter dient das von der Aufsichtsbehörde aufgenommene Verpflichtungsprotokoll.

Soll der Stellvertreter sich darüber ausweisen, dass der Fall der Stellvertretung eingetreten ist, so dient dazu ein Zeugnis der Aufsichtsbehörde.

Der Vorstand hält seine Sitzungen unter dem Vorsitze des Vorstehers, der gleiches Stimmrecht hat wie die Beisitzer, und dessen Stimme im Falle der Stimmengleichheit entscheidet.

Zur Gültigkeit der gefassten Beschlüsse ist es erforderlich, dass die Beisitzer unter Angabe der Gegenstände der Verhandlung geladen und dass mit Einschluss des Vorstehers mindestens drei der Vorstandsmitglieder anwesend sind.

Wer am Erscheinen verhindert ist, hat dies unverzüglich dem Vorsteher anzuzeigen. Dieser hat alsdann den für das betreffende Mitglied gewählten Stellvertreter oder wenn auch dieser verhindert ist, den an Lebenszeit ältesten Stellvertreter zu laden.

§ 16.

Soweit nicht in diesem Statute einzelne Verwaltungsbefugnisse dem Vorstande oder der Generalversammlung vorbehalten sind, hat der Vorsteher die selbständige Leitung und Verwaltung aller Angelegenheiten der Genossenschaft.

Zeit und Art der Wasserabgabe aus der Thalsperre bestimmt der Vorstand.

§ 17.

Die Verwaltung der Kasse führt ein Rechner, welcher von dem Vorstande auf 2 Jahre gewählt und dessen Remuneration sowie zu stellende Kaution vom Vorstande festgestellt wird. Die Aufsichtsbehörde kann jederzeit die Entlassung des Rechners wegen mangelhafter Dienstführung anordnen.

§ 18.

Zur Bewachung und Bedienung der genossenschaftlichen Anlagen stellt der Vorsteher auf Beschluss des Vorstandes zwei oder im Bedarfsfalle mehrere Wärter an und stellt den Lohn für dieselben fest.

Die Wärter sind allein befugt, die genossenschaftlichen Schleusen zu öffnen.
Die Wärter müssen den Anordnungen des Vorstehers pünktlich Folge leisten.

§ 19.

Der gemeinsamen Beschlussfassung der Genossen (Generalversammlung) unterliegen:

1. die Wahl der Vorstandsmitglieder und deren Stellvertreter;
2. die Wahl der Schiedsrichter und deren Stellvertreter;
3. die Abänderung des Statuts;
4. die in den Paragraphen 2, 4 und 7 dieses Statuts der Generalversammlung vorbehaltene Entscheidung.

§ 20.

Die erste zur Bestellung des Vorstandes erforderliche Generalversammlung beruft die Aufsichtsbehörde, welche auch zu den in dieser Versammlung erforderlichen Abstimmungen eine vorläufige Stimmliste nach dem vorläufig festgestellten Verteilungsmassstabe aufzustellen hat.

Die weiteren Generalversammlungen sind in den gesetzlich vorgeschriebenen Fällen (§ 60 des Gesetzes vom 1. April 1879), mindestens aber alle zwei Jahre durch den Vorsteher zusammenzuberufen.

Die Einladung erfolgt unter Angabe der Gegenstände der Verhandlung durch ein öffentlich bekannt zu machendes Ausschreiben der Genossenschaft und ausserdem durch Einzelladung an die Mitglieder der Genossenschaft, beziehungsweise an die von denselben gemäss § 13 des Statuts bestellten Bevollmächtigten.

Zwischen der Einladung und der Versammlung muss ein Zeitraum von mindestens zwei Wochen liegen.

Die Versammlung ist ohne Rücksicht auf die Zahl der Erschienenen beschlussfähig. Die Mitglieder der Genossenschaft können sich in der Generalversammlung durch andere stimmberechtigte Mitglieder oder durch einen bevollmächtigten Leiter ihres Betriebes vertreten lassen.

Der Vorsteher führt den Vorsitz.

Die Generalversammlung kann auch von der Aufsichtsbehörde zusammenberufen werden. In diesem Falle führt diese oder der von ihr ernannte Kommissar den Vorsitz.

§ 21.

Die Streitigkeiten, welche zwischen Mitgliedern der Genossenschaft über das Eigentum an Grundstücken, über das Vorhandensein oder den Umfang von Grundgerechtigkeiten oder anderen Nutzungsrechten oder über besondere, auf speciellen Rechtstiteln beruhende Rechte und Verbindlichkeiten der Parteien entstehen, gehören zur Entscheidung der ordentlichen Gerichte.

Dagegen werden alle anderen Beschwerden, welche die gemeinsamen Angelegenheiten der Genossenschaft oder die vorgebliche Beeinträchtigung einzelner Genossen in ihren durch das Statut begründeten Rechten betreffen, von dem Vorsteher untersucht und entschieden, soweit nicht nach Massgabe dieses Statuts oder nach gesetzlicher Vorschrift eine andere Instanz zur Entscheidung berufen ist.

Gegen die Entscheidung des Vorstehers steht, sofern es sich nicht um eine, der ausschliesslichen Zuständigkeit anderer Behörden unterliegende Angelegenheit handelt, jedem Theile die Anrufung der Entscheidung eines Schiedsgerichts frei, welche binnen zwei Wochen, von der Bekanntmachung des Bescheides an gerechnet, bei dem Vorsteher angemeldet werden muss. Die Kosten des Verfahrens sind dem unterliegenden Theile aufzuerlegen.

Das Schiedsgericht besteht aus einem Vorsitzenden, welchen die Aufsichtsbehörde ernennt, und zwei Beisitzern.

Die Beisitzer werden nebst zwei Stellvertretern von der Generalversammlung nach Massgabe der Vorschriften dieses Statuts gewählt. Wählbar ist jeder, der in der Gemeinde seines Wohnortes zu den öffentlichen Gemeindeämtern wählbar und nicht Mitglied oder Nebeninteressent der Genossenschaft ist.

Wird ein Schiedsrichter mit Erfolg abgelehnt, so ist der Ersatzmann aus den gewählten Stellvertretern oder erforderlichen Falles aus den wählbaren Personen durch die Aufsichtsbehörde zu bestimmen.

§ 22.

Die von der Genossenschaft ausgehenden Bekanntmachungen sind unter der Bezeichnung: „Wupper-Thalsperren-Genossenschaft“ zu erlassen und vom Vorsteher zu unterzeichnen.

Die für die Öffentlichkeit bestimmten Bekanntmachungen der Genossenschaft werden in das Kreisblatt aufgenommen, welches als amtliches Kreisblatt für den Ort des Sitzes der Genossenschaft gilt.

§ 23.

Soweit die Aufnahme neuer Genossen nicht auf einer, dem § 69 des Gesetzes vom 1. April 1879 oder dem Art. 3 § 2 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 entsprechenden rechtlichen Verpflichtung beruht, kann sie auch als ein Akt der Vereinbarung auf den Antrag des Aufzunehmenden durch einen der Zustimmung der Aufsichtsbehörde bedürftigen Vorstandsbeschluss erfolgen.

Gegeben Neues Palais, den 29. April 1896.

[L. S.] gez.: Wilhelm R.

Zugleich für den Minister für Landwirtschaft, Domänen und Forsten.

gez.: Freiherr von Berlepsch. Thielen.

Es wird hiermit bescheinigt, dass vorstehendes Statut von der am 29. November 1895 stattgehabten Versammlung der Interessenten zur Bildung der Wupper-Thalsperren-Genossenschaft in der in dem Protokoll über diese Versammlung angegebenen Weise beraten und angenommen worden ist.

Lennep, den 1. Dezember 1895.

[L. S.] Der Kommissar
zur Bildung der Wupper-Thalsperren-Genossenschaft
gez.: Koenigs, Landrath.

[I. III. 3829.]

---

§ 3. Schätzung der Wasserkräfte einiger Länder Europas und allgemeine Betrachtungen über den Wert von Wasserkräften.

Nachdem an den Beispielen einiger Länder gezeigt ist, was der Unternehmungsgeist und die Kunst des Ingenieurs bereits an Wasserkraftanlagen geschaffen haben und wie die Gesetzgebung den Bedürfnissen dieses Arbeitsgebietes gefolgt ist, würde die Schätzung der in den verschiedenen Ländern überhaupt verfügbaren Wasserkräfte interessant sein, um die Bedeutung dieses Arbeitsgebietes für die Volkswirtschaft im allgemeinen und für den Ingenieur im besonderen beurteilen zu können.

Leider ist das Material, welches in dieser Beziehung bereits gesammelt und bekannt geworden ist, ausserordentlich dürftig. Auch wird der Vergleich dadurch erschwert, dass bei den vorhandenen Angaben der Begriff der PS ganz verschieden aufgefasst ist, ohne dass überall eine eindeutige Erläuterung dazu gegeben wäre. Je nachdem man die niedrigste sekl. Wassermenge, welche während des ganzen Jahres zur Verfügung steht oder eine mittlere sekl. Jahres-Wassermenge zugrunde legt, können sich Unterschiede von dem Zwei-, Drei- und Mehrfachen ergeben. Auch schwankt die Ausnützbarkeit der theoretischen Wasserkraft in sehr weiten Grenzen und zwar wächst sie mit der Grösse des Gefälles im Wasserlauf. Während man zum Beispiel bei einem Wasserfall nur mit den kleinen Gefällverlusten in den Druckrohren zu rechnen hat, so

dass die theoretische Kraft mit der Nutzkraft ungefähr zusammenfällt, d. h. fast 100% ausnützbar sind, gibt es eine Grenze für das Gefälle, bei welcher die Ausnützbarkeit der vorhandenen Roh-PS gleich 0 wird. Diese Grenze liegt ungefähr bei einem Gefälle von 1 : 1500 oder 0,0066 im Wasserlauf, wie in § 4 dieses Kapitels Seite 118 gezeigt werden wird. Deshalb müssen die mittleren und unteren Strecken der grösseren Ströme mit Gefällen von weniger als 1 : 1500 trotz der theoretisch gewaltigen Roh-Wasserkräfte, welche sie darbieten, für die Nutzbarkeit im wesentlichen doch ausser Betracht bleiben.

Es mag nun eine Schätzung des Reichtums an Wasserkräften für einige Länder versucht werden, obwohl dieselbe bei der Dürftigkeit des verfügbaren Materials nur ganz oberflächlich ausfallen kann. Vielleicht kann sie aber die Anregung zu eingehenderen weiteren Studien auf diesem Gebiete geben. Hierbei möge als Rohwasserkraft eines Wasserlaufes in PS diejenige bezeichnet werden, welche sich ergibt aus der Formel:

$$R = \text{cbm/sek.} \,.\, H \text{ (i. m)} \,.\, \frac{1000}{75},$$

wobei H das Gesamtgefälle einer beobachteten Flusstrecke bedeutet.

Für die cbm/sek. soll diejenige mittlere Wassermenge zugrunde gelegt werden, welche etwa neun Monate des Jahres vorhanden ist. Wird angenommen, dass der Nutzeffekt bis zur Turbinenwelle im Durchschnitt etwa 75% beträgt, so ergeben sich die effektiven Nutzpferdekräfte aus der Formel

$$N = \frac{\text{cbm/sek.} \,.\, H' \text{ (i. m) } 1000}{75} \,.\, \frac{75}{10} = 10 \,.\, \text{cbm/sek.} \,.\, H'$$

wobei H' das nutzbare Gefälle einer Flusstrecke bedeutet.

1. Deutschland.

Auf Grund der von dem Königl. bayerischen hydrometrischen Bureau veranlassten Beobachtungen und Messungen hat Oskar von Miller[1]) eine sehr interessante Studie über die Wasserkräfte am Nordabhange der Alpen gemacht und in der Zeitschr. der Ver. deutscher Ing. veröffentlicht. Er hat hierbei für den Begriff der Roh-Wasserkraft dieselbe Deutung angenommen, welche oben gegeben ist, und als Grundlage für die sekundliche Wassermenge dasjenige Wasser, welches an 270 Tagen im Jahre vorhanden ist. Die Nutzbarkeit der Roh-Wasserkraft eines Wasserlaufes ermittelt er derart, dass er als das Mindestgefälle, welches für den Werkkanal einschliesslich aller Verluste in ihm pro 1 km notwendig ist, 0,6‰ annimmt. Nach dieser Annahme lässt also ein Wasserlauf mit einem Wasserspiegelgefälle von 0,6 pro Mille überhaupt keine Nutzbarkeit mehr zu, und die letztere vergrössert sich mit dem steigenden Gefälle im Wasserlauf geradlinig. Es verhält sich demnach:

$$\frac{\text{ausnützbare Wasserkraft}}{\text{Roh-Wasserkraft}} = \frac{\text{vorhandenes Gefälle pro km — Kanalgefälle pro km}}{\text{vorhandenes Gefälle pro km}}$$

Mit diesen Annahmen hat der genannte Autor eine Zahlentafel aufgestellt, welche in § 4 (siehe S. 120) wiedergegeben wird. Danach würde also die Ausnützbarkeit bei einem Gefälle von 1 : 100, 40%; bei einem Gefälle von 1 : 1000, 4,0% betragen. Bei der v. Millerschen Schätzung ist insofern etwas zu ungünstig gerechnet, als für jede Flusstrecke die sekundlichen Wassermengen am oberen Ende zugrunde gelegt wurden, so dass die unteren Zuflüsse bis zur nächsten Grenze unberücksichtigt geblieben sind, und dann insofern, als die Flusstrecken meistens stark gewunden sind, die Kanalstrecken dagegen, meistens weniger gekrümmt oder geradlinig sein können, so dass das pro Kilometer zu

1) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903, Seite 1002.

gewinnende Gefälle grösser werden kann. v. Miller kommt zu dem Schluss, dass für die 30000 qkm des bayerischen Teiles des Gesamt-Niederschlagsgebietes am Nordabhange der Alpen 1900000 Roh-PS. vorhanden sind und dass sich 37% hiervon also 700000 PS., d. h. ungefähr 23,3 pro qkm ausnützen lassen. Hieraus würde sich eine effektive Nutzwasserkraft an den Turbinenwellen von 525000 PS_e oder von 17,5 PS_e pro qkm ergeben.

Die Gesamtfläche des Königreichs Bayern beträgt 76000 qkm. Der noch nicht betrachtete Teil von 46000 qkm hat wegen seiner flacheren Beschaffenheit ganz erheblich weniger ausnützbare Wasserkräfte und es dürfte nach den vom Verfasser angestellten überschläglichen Rechnungen und Vergleichen für dieses Gebiet kaum mehr als 3 PS_e pro Quadratkilometer zu rechnen sein, so dass sich für Bayern im ganzen 663000 PS_e ergeben würden[2]).

Für das Königreich Württemberg sind seit 1889 durch das dortige hydrographische Bureau gleichfalls systematische Beobachtungen und Messungen veröffentlicht und unter Berücksichtigung derselben hat der Ingenieur Gugenhan eine Studie über die Wasserkräfte der Donau, des Neckars, Enz und Nagold gemacht[3]). Nachfolgende Tabelle gibt die Zahl der bereits ausgenützten und noch verfügbaren Wasserkräfte an den 4 Flüssen auf Grund fünfjähriger Messungen von 1891 bis 95:

Tabelle I:

Name des Flusses	Ausgenutzte Wassertriebkräfte		Verfügbare Wassertriebkräfte	
	Anzahl der Betriebe	Leistung in PS_e	Anzahl der Flusstellen	Leistung in PS_e
Neckar	122	9160	46	15661
Donau	22	1280	22	6303
Enz	54	3966	24	3378
Nagold	55	1425	30	2298
zusammen	253	15831	122	27640

Als sekundliche Wassermenge für die noch verfügbaren Kräfte ist hierbei diejenige des „gemittelten niedrigsten“ Wasserstandes zugrunde gelegt. „Der gemittelte niedrigte“ Wasserstand ist eine von denjenigen Angaben, welche für Wasserkraftanlagen nicht genügen, weil man daraus halbwegs sichere Schlüsse auf die Dauer dieses Wasserstandes nicht ziehn kann. Um aber bei der Schätzung möglichst auf der sicheren Seite zu bleiben, mag angenommen werden, dass der bezeichnete Wasserstand der neunmonatlichen sekl. Wassermenge entspricht. Es würden sich deshalb an den 4 Flüssen 43471 PS_e ergeben.

Das Vorflutgebiet der vier Flüsse schliesst etwa zwei Drittel der Gesamtfläche Württembergs in sich. Rechnet man für das noch nicht betrachtete Gebiet etwa ein Drittel der oben ermittelten Gesamtkraft mit rund 15000 PS_e hinzu, so würde sich für ganz Württemberg rund 58500 PS_e oder bei 19500 qkm rund 3 PS_e pro Quadratkilometer ergeben.

Für das Grossherzogtum Baden wird man, abgesehen von den Wasser-

---

[2]) In den Motiven zum neuen bayrischen Wassergesetzentwurf sind die gesamten ausnützbaren Wasserkräfte allein an den im Staatseigentum befindlichen Wasserläufen mit 442200 PS_e angegeben.

[3]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, Seite 1070.

kräften des Rheins etwa dieselbe Zahl von 3 PS_e pro Quadratkilometer zugrunde legen können. Danach würden sich für 15000 qkm 45000 PS_e ergeben. Am Rhein selbst sind bereits zwischen Schaffhausen und Basel ca 70000 PS_e ausgenützt oder zur Ausnützung vergeben, wovon auf Baden rund 35000 PS_e entfallen. Nach überschläglicher Berechnung bleiben aber noch für die badische Seite des Rheins weitere 20000 PS_e ausnützbar, so dass im ganzen auf Baden rund 100000 PS_e entfallen würden, d. h. 6,7 PS_e pro 1 qkm.

Für Preussen liegen in den Berichten von O. Intze über die Wasserverhältnisse Ostpreussens und Schlesiens[4]) und in Berichten von Professor Holz in Aachen über die Wasserverhältnisse der Provinz Westpreussen[5]) gute Unterlagen vor.

Holz berechnet die gesamten Wasserkräfte Westpreussens zu 54360 PS_e, wovon 5030 bereits ausgenützt sind. Diese Leistung wird als kleinste Nutzleistung angegeben. Mit Rücksicht aber auf die Unsicherheit, welche mangels ganz zuverlässiger Unterlagen bei dieser Bearbeitung trotz ihrer Sorgfalt noch bestehen bleiben musste, mag diese Zahl als der neunmonatlichen Kraft entsprechend angenommen werden. Hiernach ergeben sich auf ein Gesamtgebiet der Provinz von 25500 qkm rund 2,13 PS_e pro qkm. Die verhältnismässig hohe Zahl der verfügbaren Kraft erklärt sich aus der regulierenden Wirkung der reichlich vorhandenen Seen, welche auf einer zum Teil mehr als 100,0 m über dem Meere befindlichen Platte liegen.

Für Ostpreussen hat Intze die nutzbaren Wasserkräfte auf 47373 PS_e angegeben und es können diese ebenfalls als neunmonatliche Kraft angesehen werden, weil die Mehrzahl der beobachteten Wasserläufe aus grösseren Seebecken, unter denen die grossen Masurischen Seen besonders hervorzuheben sind, gespeist werden. Bei 37000 qkm der Provinz ergeben sich danach 1,28 PS_e pro Quadratkilometer.

In der Provinz Schlesien wird am Queiss durch die nach Intzeschen Plänen ausgeführte Talsperre bei Marklissa eine neunmonatliche Kraft von etwa 2000 PS_e gewonnen, durch die am Bober bei Mauer in Ausführung begriffene Talsperre etwa 4000 PS_e, zusammen an beiden Flüssen demnach 6000 PS_e. Infolge der regulierenden Wirkung der Talsperren, welche natürlich auch allen unterhalb liegenden Wasserkräften zugute kommt, kann man die unterhalb der beiden Talsperren an den genannten Flüssen noch vorhandenen Wasserkräfte auf etwa 1000 PS_e schätzen. Das Niederschlagsgebiet der beiden Flüsse beträgt 4164 qkm, so dass auf das Quadratkilometer nach unten abgerundet etwa 1,6 PS_e entfallen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass diese Talsperren Anlagen sind, welche in erster Linie zur Beseitigung der Hochwassergefahr angelegt wurden, und dass ihre Anlage-Kosten, allein zu ihrem Kraftwerte nicht mehr in richtigem wirtschaftlichen Verhältnis stehen würden. Wenngleich Schlesien an der ganzen böhmisch-mährisch-schlesischen Grenze Österreichs entlang reich an Wasserläufen mit verhältnismässig grossem Gefälle ist, so fällt doch das ganze untere Odergebiet von Breslau abwärts für Kraftzwecke wegen mangelnden Gefälles so ziemlich ganz aus. Es soll deshalb für den übrigen Teil der Provinz Schlesien an nutzbarer Wasserkraft auch

---

[4]) O. Intze: Bericht über die Wasserverhältnisse Ostpreussens und deren Ausnützung zu gewerblichen Zwecken, Berlin, Karl Heymanns Verlag 1898. — Bericht über die Wasserverhältnisse der Gebirgsflüsse Schlesiens im Bober und Queissgebiete, sowie im Gebiete der Glatzer Neisse und deren Verbesserung zur Ausnützung der Wasserkräfte, sowie zur Verminderung der Hochwasserschäden durch Anlage von Sammelbecken, erstattet im Dezember 1897 und September 1898 Berlin, K. Heymanns Verlag 1899.

[5]) Bericht des Professors Holz in Aachen über die Wasserverhältnisse der Provinz Westpreussens hinsichtlich der Benutzung für gewerbliche Zwecke, erstattet dem Minister für Handel und Gewerbe in Berlin, 15. Mai 1902.

Tabelle II.
Die Wasserkräfte Deutschlands.

Länder	Flächeninhalt in qkm		Gesamte nutzbare Wasserkraft in PS_e		Wasserkraft pro qkm in PS_e		Einwohnerzahl		Wasserkraft per 1000 Einwohn. im PS_e	
	im einzel.	im ganzen	im einzel.	im ganzen	im einzel	im ganzen	im einzel.	im ganzen	im einzel.	im ganzen
Preussen:										
Westpreussen	25 500		54 360		2,13		1 563 000		72	
Ostpreussen	37 000		47 373		1,28		1 994 000		24	
Schlesien	40 300		64 500		1,6		4 668 000		14	
Schleswig-Holstein	18 800		—		—		1 388 000		—	
Sachsen und Westfalen	45 400		113 750		2,5		6 021 000		19	
Rheinprovinz und Hohenzollern	28 000		70 000		2,5		5 826 000		12	
Hessen-Nassau	15 700		39 500		2,5		1 897 000		20	
Brandenburg 40 000, Posen 29 000, Pommern 30 000, Hannover 38 500	137 500		68 750		0,5		11108000		6	
ganz Preussen	—	348 200	—	458 233	—	1,3	—	34 465 000	—	14
Bayern	—	76 000	—	663 000	—	8,7	—	6 200 000	—	107
Königreich Sachsen	—	15 000	—	45 000	—	3	—	4 200 000	—	11
Württemberg	—	19 500	—	58 500	—	3,0	—	2 170 000	—	27
Baden	—	15 000	—	100 000	—	6,7	—	1 870 000	—	53
Elsass Lothringen	14 500	35 750	—	89 875	—	2,5	1 720 000	4 405 000	—	20
Grossherzogtum Hessen	7 700						1 120 000			
Sachsen Meiningen	2 500						250 000			
Sachsen-Coburg-Gotha	2 000						230 000			
Sachsen-Altenburg	1 300						195 000			
Schwarzburg-Rudolstadt	940						95 000			
Schwarzburg-Sondershausen	860						80 000			
Fürstentum Reuss	1 150						210 000			
Lippe	1 200						140 000			
Sachsen Weimar	3 600						365 000			
Braunschweig	3 700	23 540	—	11 770	—	0,5	465 000	1 600 000	—	7
Anhalt	2 300						315 000			
Waldeck	1 100						60 000			
Schaumburg-Lippe	340						45 000			
Mecklenburg-Schwerin	13 100						610 000			
Mecklenburg-Strelitz	3 000						105 000			
Oldenburg	6 400	7 375	—	—	—	—	400 000	1 490 000	—	-
Hamburg	415						770 000			
Lübeck	300						95 000			
Bremen	260						225 000			
ganz Deutschland	rund	540 000	rund	1 425 900	—	2,6	rund	57 600 000 [6])	—	24,5

[6]) Nach der neuesten für einzelne Gebiete aber noch nicht völlig abgeschlossenen Volkszählung des Jahres 1905 beträgt die Einwohnerzahl Deutschlands rund 60 000 000.

nur 1,6 PS_e im Durchschnitt angenommen werden. Die Provinz hat einen Flächeninhalt von 40300 qkm, es bleiben also ausser dem Queiss- und Bobergebiet noch 36136 qkm. Zusammen würden sich demnach für die Provinz Schlesien rund 64500 PS_e ergeben.

Von den übrigen Teilen Preussens würde die Provinz Schleswig-Holstein für unsere Betrachtung wegen des zu kleinen Gefälles in den Wasserläufen ganz ausscheiden, obwohl, besonders in der Gegend von Kiel, bereits einige recht beträchtliche Wasserkräfte ausgenutzt sind. Ihre Berücksichtigung würde aber das Gesamtbild, auf welches es hier ankommt, nicht nennenswert verändern.

Die Provinzen Sachsen mit 25200 qkm[7]) und Westfalen mit 20200 qkm[8]) können mit je 2,5 PS_e in Ansatz gebracht werden, weil in der Provinz Sachsen besonders der Harz reich an Wasserkräften ist, und weil in Westfalen allein in der oberen Ruhr und ihren Nebenflüssen durch die zahlreichen Talsperren bereits sehr beträchtliche Wasserkräfte ausgebaut sind.

Ähnlich liegen die Verhältnisse für die Rheinprovinz, Hessen-Nassau und Hohenzollern.

Dagegen wird man für Brandenburg, Pommern, Posen und Hannover trotz des Reichtums an Seen wegen des verhältnismässig geringen Gefälles kaum mehr als 0,5 PS_e pro Quadratkilometer annehmen dürfen.

Auf Grund zerstreut gefundenen Materials sind die übrigen Gebiete Deutschlands, so gut es ging, eingeschätzt, und es ist für ganz Deutschland die nebenstehende Tabelle II aufgestellt.

Aus den Mitteilungen in § 1 Seite 19 ergibt sich, dass von den verfügbaren Wasserkräften Deutschlands etwa 20% verwendet sind.

2. Frankreich.

In Frankreich ist durch einen Erlass des Ministers für Landwirtschaft vom 25. März 1903 eine besondere technische Dienststelle eingerichtet, welche unter anderen die Aufgabe hat, alle die in den französischen Alpenländern vorhandenen Wasserkräfte zu ermitteln.

Von dieser Dienststelle ist in den „Annales de la direction de l'hydraulique et des améliorations agricoles", fascicule 30, Paris, Imprimérie National 1904 ein Bericht erstattet und hierin eine Schätzung der Wasserkräfte in dem von ihr zunächst bearbeiteten Alpengebiete wiedergegeben. Wie die Verfasser[9]) selber hervorheben, kann diese Schätzung auf Genauigkeit keinen Anspruch machen, aber sie geben der Meinung Ausdruck, dass die späteren, auf genaueren Grundlagen erneut anzustellenden Ermittelungen ihre Schätzungen übertreffen werden.

---

[7]) Die Gewinnung und Verwertung der Wasserkräfte im Oberharz von Haberland, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing., Seite 709, 1901.

[8]) Die bessere Ausnützung der Gewässer und Wasserkräfte von O. Intze, Verlag von Julius Springer, Berlin 1899.

[9]) Die Verfasser und die Ingenieure R. Tavernier und R. de la Brosse.

Die nachstehende Tabelle zeigt das Ergebnis:

Tabelle III.
Schätzung der Wasserkräfte im südöstlichen Alpengebiet Frankreichs.

Departements	Oberfläche in ha	Vorläufige Schätzung der Wasserkräfte in PS_e an der Turbinenwelle		Bemerkungen
		bei Niedrigwasser	bei Mittelwasser	
Haute-Savoie	459 801	100 000	875 000	Die Zahlen genügen wahrscheinlich nicht.
Savoie	618 791	320 000	650 000	
Isère	823 658	350 000	800 000	
Hautes-Alpes	564 311	300 000	500 000	
zusammen für die 4 betrachteten Departements	2 466 561	1 070 000	2 825 000	
in runden Zahlen	—	1 000 000	2 800 000	

Hierbei ist unter Niedrig-Wasser dasjenige verstanden, welches an mindestens 355 Tagen des Jahres vorhanden ist, unter Mittelwasser dasjenige, welches an nicht mehr als 180 Tagen unterschritten wird, d. h. an mindestens 185 Tagen im Jahre vorhanden ist.

Da nun bei den bisherigen Schätzungen die neunmonatlichen Wassermengen zugrunde gelegt sind, so müssen, um einen Vergleich zu ermöglichen, die Zahlen der Tabelle entsprechend reduziert werden. Es ist sehr schwer, hierfür einen richtigen Massstab zu finden. Im nächsten Paragraph wird gezeigt werden, dass sich die neunmonatliche durchschnittliche Wassermenge z. B. an der oberen Rhone bei St. Maurice zu der sechsmonatlichen durchschnittlichen Wassermenge verhält wie 40 : 73 cbm/sek., während an der Durance bei Bompas sich die neunmonatliche Wassermenge zu der sechsmonatlichen nur verhält wie 200 : 255. Mangels der Möglichkeit einer genaueren Schätzung soll deshalb für unseren Vergleich das sechsmonatliche Wasser der Tabelle auf das neunmonatliche im Verhältnis der Tage, d. h. im Verhältnis von 185 : 270 reduziert werden, so dass die Zahl von 2 300 000 PS_e mit 0,68 zu multiplizieren ist und sich als Gesamtwasserkraft der vier Departements bei neunmonatlichem Wasser 1 564 000 PS_e ergibt und zwar an den Turbinenwellen gemessen.

Die Oberfläche der vier Departements beträgt 24 666 qkm, so dass sich eine neunmonatliche Nutzwasserkraft von 63,0 PS_e pro Quadratkilometer ergeben würde. Diese Zahl könnte auf dem ersten Blick hoch erscheinen. Sie erklärt sich aber aus der Grösse der Gletscher, welche die Flüsse der vier Departements speisen und die Wasserkräfte jener Gegend so wertvoll machen, weil während des ganzen Jahres auf eine verhältnismässig hohe Mindestwassermenge zu rechnen ist.

Der Ingenieur Henri Bresson hat in einer Studie über die Wasserkräfte der sieben Departements: la Manche, le Calvados, l'Orne, l'Eure, l'Eure et Loire, la Sarthe, la Mayenne, welche er unter den Namen der „Suisse Normande“ zusammenfasst, ermittelt, dass die ausnützbaren Wasserkräfte bei Mittelwasser etwa 82 300 PS_e betragen für eine Oberfläche von 42 000 qkm, d. h. rund 2 PS_e pro Quadratkilometer. Der bekannte National-Ökonom Pierre Leroy-Beaulieu hat die Arbeiten der oben genannten staatlichen Dienststelle und diejenige Bressons zu einer in L'Economiste francais am 20. Januar 1906 veröffentlichten Studie benutzt, und er kommt hier zu folgenden

weiteren Schätzungen: Er schlägt vor, die anderen sechs Departements des Süd-Ostens (Drôme, Vaucluse, Bouches du Rhône, Var, Basses-Alpes, Alpes-Maritimes) und die sechs Departements der pyrenäischen Grenze (Basses-Pyrénéés, Hautes-Pyrénées, Haute-Garonne, Ariège, Aude und Pyrénées-Orientales) mit einer Oberfläche von zusammen 63166 qkm mit einem Koeffizienten von ungefähr der halben Grösse desjenigen für die oben genannten vier Departements der hohen Alpen in Ansatz zu bringen. Diesem Vorschlage folgend, sollen dieselben für unsere Berechnung mit 30 PS_e für das neunmonatliche Wasser angesetzt werden, so dass sich 63166 mal 30 = rund 1900000 PS_e ergeben würden.

Eine dritte Gruppe umfasst die elf Departements von Zentralfrankreich und die sechs Departements des Ostens. Für diese wird ein Koeffizient gleich der Hälfte der vorgenannten Gruppe in Vorschlag gebracht. Das würde für unsere Berechnung 15 PS_e pro Quadratkilometer sein und bei 91000 qkm Oberfläche 1365000 PS_e ausmachen.

Ausser den 7 schon genannten Departements der sogenannten Suisse Romande bleiben noch 46 Departements übrig mit zusammen 315000 qkm. In dem Rapport der staatlichen Dienststelle werden diese 53 Departements zusammengefasst, und es wird vorgeschlagen sie mit $^1/_{10}$ des Koeffizienten der vier Departements der hohen Alpen in Ansatz zu bringen. Das würden für das neunmonatliche Wasser 6,3 PS_e pro Quadratkilometer sein, was erheblich zu hoch sein dürfte, obwohl einige von diesen Departements Höhenrücken haben, welche 800, 1000 und selbst 1200 m über dem Meeresspiegel liegen. Da aber eine grössere Anzahl Departements wie la Marne, l'Aube, les Landes und la Gironde, Seine, Loire-et-Cher u. a. so flach sind, dass sie wie Schleswig-Holstein nur geringe ausnützbare Wasserkräfte besitzen, so soll die Gesamtheit der 46 Departements hier nur durchschnittlich mit 3 PS_e in Ansatz gebracht werden, oder zusammen mit 945000 PS_e.

In der Seite 15 bereits erwähnten Studie von V. Turquan findet sich noch die interessante Angabe, dass die Länge der für Wasserkräfte ausnutzbaren Privatflüsse (cours d'eau non navigables ni flottables) in Frankreich 285574 km beträgt, so dass bei 535000 qkm Oberfläche auf das Quadratkilometer etwa 0,53 km Länge zur Wasserkraft ausnutzbarer Privatwasserläufe entfallen. Rechnet man von den in nachfolgender Tabelle IV ermittelten 5857300 PS_e $^3/_4$ auf die Privatflüsse, so würden etwa 15,3 PS_e auf das Kilometer Flusslänge fallen. Des Vergleichs wegen sei noch erwähnt, dass nach der v. Millerschen Studie auf die 1730 km Flusslänge des betrachteten bayerischen Gebietes am Nordabhange der Alpen rund 30 PS_e auf das Kilometer entfallen.

Tabelle IV.
Schätzung der Wasserkräfte Frankreichs.

Departements	Flächen-grösse in qkm	Gesamte Wasserkräfte in PS_e bei 9 monatl. Wasser	Wasser-kräfte pro qkm in PS_e	Einwohner-zahl	Wasserkräfte pro 1000 Einwohner in PS_e
I. Gruppe. Haute-Savoie, Savoie, Hautes-Alpes, Isère	24 666	1 564 000	63	—	—
II. Gruppe. 6 Departements des Süd-Ostens und 6 Departements der pyrenäischen Grenze	63 166	1 900 000	30	—	—

Departements	Flächengrösse in qkm	Gesamte Wasserkräfte in PS_e bei 9 monatl. Wasser	Wasserkräfte pro qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Wasserkräfte pro 1000 Einwohner in PS_e
Übertrag:	87 882	3 464 000	93	—	—
III. Gruppe. 11 Departements Zentral-Frankreichs und 6 Departements des Ostens	91 000	1 365 000	15	—	—
IV. Gruppe. 7 Departements der sogenannten Suisse Romande	42 000	82 300	2	—	—
V. Gruppe. die übrigen 46 Departements . .	315 000	945 000	3	—	—
ganz Frankreich rund	535 000	5 857 300	10,9	38 900 000	150

Von diesen Kräften sind nach den in § 1 Seite 15 gemachten Mitteilungen 650000 PS_e oder rund 11% ausgenützt.

3. Die Schweiz.

Hier bietet die v. Millersche Studie für die 30000 qkm des Vorflutgebietes des Rheins eine gute Unterlage. Er gibt an, dass da die Höhenunterschiede zwischen den Ursprungsstellen der Flüsse und dem Flachlande in Österreich und in der Schweiz an dem Nordabhange der Alpen um rund 50% grösser sind als in Bayern, auch die Ausnützbarkeit der Flüsse entsprechend grösser sein müsse. Nach dieser Schätzung würden auf das Quadratkilometer etwa 35—36 Nutz-PS d. h. von 26,5 PS_e an den Turbinenachsen entfallen.

Das Vorflutgebiet des Rheins in der Schweiz beträgt rund 30000 qkm, und es würden in demselben demnach 675000 PS_e vorhanden sein. Die restlichen 11000 qkm des Vorflutgebietes der Rhone und des Tessins werden nach dem Vorbilde der ersten Gruppe des französischen Alpengebietes mit ca. 63 PS_e in Ansatz gebracht werden können, da hier die Verhältnisse ähnlich wie dort liegen. Das ergäbe für den zweiten Teil der Schweiz rund 700000 PS_e und zusammen 1365000. Die nachstehende Tabelle ergibt die Übersicht:

Tabelle V.
Schätzung der Wasserkräfte in der Schweiz.

	Flächengrösse in qkm	Gesamte Wasserkräfte in PS_e bei 9 monatl. Wasser	Wasserkräfte pro qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Wasserkräfte pro 1000 Einwohner in PS_e
Vorflutgebiet des Rheins	30 000	795 000	26,5	—	—
„ der Rhone u. d. Tessins	11 000	700 000	63	—	—
die ganze Schweiz	41 000	rd. 1 500 000	36,6	3 300 000	454,5

Von diesen Kräften sind nach den Seite 16 gemachten Mitteilungen 380000 PS_e oder rund 25,3% ausgenützt.

4. Österreich-Ungarn.

Von den gleichen Gesichtspunkten ausgehend ist in der Tabelle VI eine Schätzung für Österreich-Ungarn vorgenommen.

Tabelle VI.

Schätzung der Wasserkräfte in Österreich-Ungarn.

Länder	Flächengrösse in qkm	Gesamte Wasserkräfte in PS$_e$ bei 9 monatl. Wasser	Wasserkräfte pro qkm in PS$_e$	Einwohnerzahl	Wasserkräfte pro 1000 Einwohner in PS$_e$
Niederösterreich	20 000			2 660 000	
Oberösterreich	12 000			785 000	
Salzburg	7 000			175 000	
Krain und Küstenland	18 000			1 200 000	
Dalmatien	18 000			525 000	
zusammen	70 000	1 750 000	25	5 345 000	392
Steiermark	22 000			2 220 000	
Kärnten	10 000			360 000	
Tirol mit Vorarlberg	28 000			930 000	
zusammen	60 000	2 700 000	45	3 570 000	756
Böhmen	52 000			5 840 000	
Mähren	22 000			2 270 000	
Schlesien	5 000			605 000	
Bukowina	10 000			645 000	
Kroatien und Fiume	42 000			2 200 000	
zusammen	131 000	524 000	4	11 560 000	45
Ungarn und Siebenbürgen	282 000	451 200	1,6	15 200 000	30
Galizien[10])	78 000	195 000	2,5	6 600 000	30
Bosnien und Herzegowina	51 000	510 000	10	1 700 000	300
ganz Österreich-Ungarn	676 000	6 130 200	9,1	47 000 000	130

5. Italien.

In einer umfangreichen Studie hat der Ingenieur Torquato Perdoni[11]) die Wasserkräfte Italiens abgeschätzt und zwar bei niedrigstem Jahreswasser und bei Mittelwasser. Unter Mittelwasser versteht er dasjenige, welches mindestens an 270 Tagen im Jahre vorhanden ist. Hierbei sind eine ganze Reihe kleinerer Flüsse, wo Angaben ganz fehlten, überhaupt fortgelassen, bei anderen sind die Wasserkräfte geschätzt. Perdoni kommt zu dem Schlusse, dass in dem kontinentalen Italien, also abgesehen von den Inseln, 19 710 013 theoretische Roh-PS$_e$ bei Mittelwasser und 4 655 863 bei niedrigstem Wasser vorhanden sind. Er berücksichtigt aber nicht die Ausnützbarkeit. Würde man für die italienischen Flüsse denselben Koeffizienten der

[10]) Die von der Landesverwaltung angestellten Ermittelungen haben allein für das Dunajec- und Popradgebiet 77 000 PS$_e$ ergeben (vergl. Österreich. Wochenschrift f. d. öffentl. Baud. 1906, S. 154).

[11]) Ing. Torquato Perdoni, Le Forze Idrauliche dell' Italia Continentale ed il Loro Impiego Ulrico Hoepli, Editore Libraio. Milano 1902.

Ausnützbarkeit von 37%, welchen v. Miller bei den bayerischen Wasserkräften am Nordabhange der Alpen ermittelt hat, annehmen und dann durch Multiplikation mit 0,75 die Reduktion auf die PS_e an den Turbinenwellen vornehmen, so würden sich für Italien bei Mittelwasser rund 5 500 000 PS_e ergeben:

Tabelle VII.

Schätzung der Wasserkräfte des Festlandes von Italien.

Land	Flächengrösse in qkm	Gesamte Wasserkräfte in PS_e bei 9 monatl. Wasser	Wasserkräfte pro qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Wasserkräfte pro 1000 Einwohner in PS_e
Italien	287 000	5 500 000	19	32 500 000	169

Aus den Mitteilungen Seite 17 ergibt sich, dass von diesem grossen Reichtum an Wasserkräften zurzeit etwa erst 463 000 PS_e, also 8,4% ausgenützt sind.

6. Norwegen.

Ganz ausserordentlich günstig liegen in bezug auf die Wasserkräfte die Verhältnisse für Norwegen. Grosse Wassermengen vereinigen sich hier mit grossen Gefällen. Durch die Regulierung des Mjösen-Sees, welcher allein eine Oberfläche von 359 qkm hat, kann die Niedrigwassermenge des Glommen, des grössten Flusses Norwegens auf 330 cbm/sek. und die neunmonatliche Mittelwassermenge auf ca. 400 cbm/sek. gebracht werden. Das wirklich ausnützbare Gefälle dieses Flusses unterhalb des genannten Sees beträgt etwa 100 m, so dass allein im Unterlauf des Glommen vom Mjösen-See bis zum Meere 400 000 PS_e zu gewinnen sind. Professor Holz hat auf Grund einer Studienreise in einem im Aachener Ingenieurverein am 5. März 1902 gehaltenen Vortrage[12]) die Gesamtwasserkräfte Norwegens bei Mittelwasser auf 30 000 000 PS geschätzt. Nimmt man die Ausnützbarkeits-Koeffizienten wie für das bayerische Alpengebiet zu 37% an, so ergeben sich rund 11 100 000 ausnützbare PS und demnach bei 75% Nutzeffekt an den Turbinenwellen 8 325 000 PS_e. Es soll hier für das Gesamtgebiet mit einem durchschnittlichen Koeffizienten von 20 PS_e pro Quadratkilometer gerechnet werden, woraus sich 7 500 000 PS_e ergeben würden.

Tabelle VIII.

Schätzung der Wasserkräfte Norwegens.

Land	Flächengrösse in qkm	Gesamte Wasserkräfte in PS_e bei 9 monatl. Wasser	Wasserkräfte pro qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Wasserkräfte pro 1000 Einwohner in PS_e
Norwegen	325 000	7 500 000	20	2 200 000	3 409

[12]) Z. d. V. D. I. 1902. Seite 1194.

7. Schweden.

Für Schweden kommt der ungeheuere Seenreichtum in Betracht, dafür ist aber das nutzbare Gefälle nicht so gross.

Es soll deshalb das 450000 qkm betragende Gesamtgebiet mit durchschnittlich 15 PS_e pro Quadratkilometer in Ansatz gebracht werden.

Tabelle IX.
Schätzung der Wasserkräfte Schwedens.

Land	Flächengrösse in qkm	Gesamte Wasserkräfte in PS_e bei 9 monatl. Wasser	Wasserkräfte pro qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Wasserkräfte pro 1000 Einwohner in PS_e
Schweden	450 000	6 750 000	15	5 200 000	1 290

8. Grossbritannien.

Für Grossbritannien wird zu unterscheiden sein zwischen England mit Wales 151000 qkm, Irland 84000 qkm, Schottland mit 79000 qkm. In England selbst kommen für Wasserkraftanlagen besonders das gebirgige Wales, die Abhänge der Pennine Chaine Nordenglands und der Seendistrikt Cumberlands und Westmorelands in Betracht. Dieses Gebiet mit zusammen etwa 35000 qkm dürfte mit etwa 3 PS_e pro Quadratkilometer einzuschätzen sein. Das übrige England ist verhältnismässig flach, so dass es den Wasserläufen an ausreichendem Gefälle fehlt. Es mag deshalb das restierende Gebiet Englands mit 0,5 PS_e pro Quadratkilometer in Ansatz gebracht werden. Für Irland, welches zu zwei Fünftel auch eben ist, sind etwa 2 und für Schottland etwa 8 PS_e pro Quadratkilometer anzunehmen. Hiernach ergibt sich:

Tabelle X.
Schätzung der Wasserkräfte Englands.

Länder	Flächengrösse in qkm	Gesamte Wasserkräfte in PS_e bei 9 monatl. Wasser	Wasserkräfte pro qkm in PS_e	Einwohnerzahl	Wasserkräfte pro 1000 Einwohner in PS_e
England mit Wales	151 000	163 000	1,08	32 500 000	5,0
Irland	84 000	168 000	2	4 500 000	37,3
Schottland	79 000	632 000	8	4 500 000	140
ganz England	315 000	963 000	3,06	41 600 000	23,1

Wenn auch die Zahlen dieser oberflächlichen Schätzung mehr oder weniger von der Wirklichkeit abweichen mögen, so ergibt sich dennoch soviel mit Sicherheit aus den Zusammenstellungen, dass dem Ingenieur noch ganz gewaltige Aufgaben auf dem Gebiete des Ausbaues von Wasserkräften allein in den westeuropäischen Ländern geboten sind, ganz zu schweigen von den Wasserkräften des östlichen Europas und der übrigen Erdteile.

In der nachfolgenden Tabelle XI sind die Ergebnisse der Schätzungen noch einmal übersichtlich geordnet und zwar:

a) nach der Anzahl der überhaupt vorhandenen nutzbaren Wasserkräfte in PS$_e$.

b) nach der Anzahl der vorhandenen PS$_e$ pro Quadratkilometer Oberfläche des Landes.

c) nach der Anzahl der vorhandenen PS$_e$ pro 1000 Einwohner.

Tabelle XI.

a		b		c	
Bezeichnung des Landes	Verfügbare Wasserkräfte bei 9 monatl. Wasser an den Turbinenwellen in PSe	Bezeichnung des Landes	Verfügbare Wasserkräfte bei 9 monatl. Wasser in PSe pro qkm Oberfläche	Bezeichnung des Landes	Verfügbare Wasserkräfte bei 9 monatl. Wasser in PSe pro 1000 Einwohner
Grossbritannien	963 000	Deutschland	2,6	Grossbritannien	23,1
Deutschland	1 425 900	Grossbritannien	3,06	Deutschland	24,5
Schweiz	1 500 000	Österreich-Ungarn	9,1	Österreich-Ungarn	130
Italien	5 500 000	Frankreich	10,9	Frankreich	150
Frankreich	5 857 000	Schweden	15,0	Italien	169
Österreich-Ungarn	6 130 200	Italien	19.0	Schweiz	454,5
Schweden	6 750 000	Norwegen	20,0	Schweden	1 290
Norwegen	7 500 000	Schweiz	36,6	Norwegen	3 409

Allgemeine Betrachtungen über den Wert von Wasserkräften. Der Wert einer Wasserkraft pro PS ist natürlich nicht überall derselbe, sondern schwankt in sehr weiten Grenzen. Der erste und wichtigste Wertmesser für eine Wasserkraft ist der Bedarf an Kraft in einem gewissen Umkreis. Ist der Bedarf gross im Vergleich zur verfügbaren Kraft, so findet der Absatz schnell und zu guten Preisen statt; ist aber der Bedarf klein im Verhältnis zur verfügbaren Kraft, so muss der Preis sinken. Es ist auch sehr wesentlich für die Wertschätzung einer Wasserkraft, ob der Kraftbedarf durch Verwendung von Wärme-Antriebsmaschinen, und durch Gewöhnung an reichliche Beleuchtung schon stark entwickelt ist, oder ob nur gute Vorbedingungen für eine zukünftige Entwickelung des Kraftbedarfes, z. B. durch zahlreiche und wohlhabende Bevölkerung, gute Land- und Wasserwege, Eisenbahnen, intelligentes, tüchtiges Arbeiterpersonal etc. gegeben sind. Im ersteren Falle hat der Besitzer die Wasserkraft nur so billig abzugeben, dass der Betrieb den Abnehmern billiger wird, als mit den bisherigen Kraftquellen. Im letzteren Falle muss der Besitzer der Wasserkraft durch die Billigkeit seiner Preise erst den Anstoss zur Einrichtung neuer Arbeitsstätten und Beleuchtungsanlagen geben und eine starke Anziehungskraft für neue industrielle Niederlassungen ausüben.

Eine wichtige Rolle für die Beurteilung des Wertes einer Wasserkraft spielt auch die Entfernung derselben von dem Schwerpunkt des Verwendungsgebietes, da mit jedem Kilometer Mehrlänge für die Leitung nicht allein die Anlage- und Betriebskosten, sondern auch die Energieverluste in der Leitung wachsen. Es wird im § 5 dieses Kapitels gezeigt werden, welchen Einfluss die Betriebskosten der Fernleitungen auf die Gesamt-Betriebskosten einer Wasserkraftanlage haben. Der Einfluss der Energieverluste in den Leitungen springt ohne weiteres in die Augen. Wenn z. B. für eine Pferdekraft und Jahr bei dem Abnehmer eine Einnahme von Mk. 100 erzielt wird, so beträgt bei 5%

Verlust in der Fernleitung die Einnahme pro PS_e am Anfang der Leitung Mk. 95 bei 15 % Verlust aber nur noch Mk. 85.

Es ist klar, dass eine von der Natur gebotene Wasserkraft um so wertvoller ist, je billiger sie sich ausbauen lässt. Im allgemeinen wird eine Wasserkraft in der Anlage um so billiger pro Einheit, je grösser das Gefälle und je grösser die sekundliche Wassermenge ist, und zwar ist der Einfluss des Gefälles grösser, als derjenige der sekundlichen Wassermenge. Es sind deshalb im allgemeinen die Wasserkräfte im Gebirge pro Einheit billiger, als im Flachlande; und an Flüssen, welche aus grossen Seen kommen, billiger, als an Flüssen ohne solche Sammelbecken.

Einen in allgemeinerer Weise gültigen Wertmesser für Wasserkräfte bildet heute noch der Preis der Kohle, weil dieselbe fast die einzige wettbewerbende Kraftquelle darstellt. Es ist deshalb die Wasserkraft in Italien, wo eine Kohle von der Güte der Ruhrkohle infolge der höheren Transportkosten durchschnittlich etwa Mk. 30,0 pro 1000 kg kostet, mehr wert, als in Bayern, wo der Preis für dieselbe Kohle etwa Mk. 25,0 ausmacht, und hier ist wiederum die Wasserkraft pro PS_e mehr wert, als im Ruhrgebiet selbst, wo die Kohle pro 1000 kg nur Mk. 15,0 und weniger kostet. Nimmt man an, dass durchschnittlich eine PS_e während 3000 Stunden im Jahre ausgenützt wird und veranschlagt den Verbrauch an Kohle pro Pferdekraftstunde nur mit dem geringen Satz von 1 kg, so würde sich der Jahresverbrauch für eine PS_e auf 3000 kg stellen. Die Ersparnis an diesem Kohlenverbrauch würde in Italien Mk. 90,0, in Bayern Mk. 75,0 und im Ruhrgebiet Mk. 45,0 pro Jahr und PS_e ausmachen.

Es ist ferner einleuchtend, dass eine Wasserkraft um so wertvoller wird, je ständiger ihre sekl. Wassermenge ist. Der Mehrwert der Ständigkeit einer Wasserkraft hängt naturgemäss von dem Preise ab, zu dem man sich an einer bestimmten Örtlichkeit die zur Ergänzung notwendige Kraft während des Wassermangels durch Wärmekraftmaschinen beschaffen kann. Wenn z. B. eine Wasserkraft für die Ausnützung des neunmonatlichen Wassers eingerichtet ist, und für die dem neunmonatlichem Wasser entsprechende Kraft das ganze Jahr hindurch Bedarf vorliegt, der Wasserzufluss dagegen während dreier Monate auf die Hälfte der neunmonatlichen sekl. Wassermenge sinkt, so muss man zur Ergänzung für die andere Hälfte eine Reserve in Wärme-Antriebsmaschinen einrichten. Es sind also in solchem Falle die durchschnittlichen Betriebskosten der Gesamtanlage einerseits von dem Preise der Kohlen abhängig und sie werden andererseits von den Kosten für Verzinsung, Tilgung, Erneuerung und Unterhaltung der Wärmekraft-Reserve, welche nur während 90 Tagen benutzt wird, empfindlich erhöht. Will man die Errichtung einer Wärmekraft-Reserve vermeiden, so kann man an ständiger Kraft nur das verkaufen, was während des ganzen Jahres ununterbrochen an Wasserkraft verfügbar ist, und man muss sich für die unständige Kraft in den weitaus häufigsten Fällen mit einem erheblich geringeren Preise pro Einheit begnügen.

Die Wasserkräfte an fliessenden Gewässern schwanken in ihrer Leistung während eines Jahres oft in weiten Grenzen, stehen dagegen mit der jeweilig vorhandenen sekundlichen Leistung ununterbrochen während der 24 Stunden des Tages zur Verfügung. Betriebskosten für den 24stündigen Betrieb wachsen gegenüber dem 12stündigen im wesentlichen nur durch die Löhne für das Personal, durch die Kosten für Schmier- und Putzmaterial und im geringeren Masse durch die Vermehrung der Unterhaltungskosten des maschinellen Teiles und durch die grösseren Rücklagen für Erneuerungen.

Bei allen Wärmeantriebsmaschinen wird der 24stündige Betrieb dagegen auch durch den Verbrauch an Brennmaterial mehr belastet. Hieraus folgt, dass der Wert einer Wasserkraft um so grösser sein muss, je länger sie im Jahre ausgenützt werden kann und dass der Wert im stärkeren, als dem einfachen Verhältnis der Betriebsstunden wächst.

Aus diesen Betrachtungen erkennt man auch, dass eine vergleichende Schätzung des Reichtums an Wasserkräften verschiedener Länder, in Geldeswert ausgedrückt, schwer durchzuführen ist. In Grossbritannien und Deutschland zum Beispiel ist der Bedarf an Kraft fast in allen Landesteilen ein grosser und deshalb kann die durchschnittliche Einnahme pro PS_e im Durchschnitt auch eine verhältnismässig hohe sein, im Durchschnitt werden aber auch die Anlagekosten in diesen beiden Ländern pro Einheit hohe sein, weil Gefälle und sekundliche Wassermenge im Durchschnitt klein sind. Dagegen wird z. B. in Norwegen, wo es noch an Bedarf fehlt, die erzielbare Einnahme pro PS_e verhältnismässig gering sein, dagegen im Durchschnitt die Anlagekosten pro Einheit klein ausfallen, weil Gefälle und Wassermenge gross sind. Verhältnismässig am höchsten ist deshalb der Wert von Wasserkräften in einem Lande wie die Schweiz zu bemessen, welches keine eigenen Kohlenlager besitzt und wo sowohl der Bedarf ein grosser, als auch die Anlagekosten im Durchschnitt verhältnismässig klein sind.

Sicher ist, dass wie der Reichtum an Kohle die industrielle Entwickelung z. B. Englands, Deutschlands, Amerikas und Belgiens im 19. Jahrhundert in starker Weise begünstigt hat, die Länder mit grossem Reichtum an Wasserkräften, wenn sie den Ausbau durch verfehlte Gesetzgebung nicht künstlich zurückhalten, im Wettkampf der Nationen aus diesen für Handel und Industrie grossen Nutzen ziehen können. Wie sehr das z. B. für Italien bereits zutrifft, beweist der Umstand, dass in übereinstimmender Weise sowohl in den Berichten der staatlichen Organe, als in denen verschiedener Handelskammern, als schliesslich in den Jahresberichten der grossen Banken unter den Faktoren für die wesentliche Verbesserung der wirtschaftlichen Lage des Landes der Ausbau von Wasserkräften stets Erwähnung findet.

Wenn in Italien z. B. weitere 1000000 PS_e ausgebaut sein werden, so muss sich die Handelsbilanz um wenigstens 90000000 Mk. oder 110000000 Lire jährlich dadurch verbessern, dass um diesen Betrag weniger Kohle vom Auslande gekauft zu werden braucht. Wenn aber 1000000 PS_e an Wasserkräften ausgebaut werden sollen, so werden im Durchschnitt pro PS_e einschliesslich aller elektrischen Leitungen rund 1000 Lire oder im ganzen eine Milliarde Lire aufzuwenden sein. Soweit diese Beträge aus dem Auslande kommen, wird der nationale Reichtum direkt durch diese Geldeinfuhr gehoben, soweit die Beträge im Lande selbst aufgebracht werden, wird die Rente aus dem Kapital den Nationalwohlstand vergrössern, weil durch die Verwendung der Wasserkraft auf den verschiedenen Arbeitsgebieten neue Werte geschaffen werden.

Hervorzuheben ist noch, dass die Natur in ihrem grossen Kreislauf die Wasserkraft stets erneuert, so dass sie unerschöpflich ist, wogegen man sich vorstellen kann, dass die bis jetzt bekannten Kohlenvorräte der Erde in einem fernen Zeitpunkte erschöpft sein können.

Wenn dieser Gesichtspunkt gewiss in absehbarer Zeit keine Rolle zu spielen vermag, so ist jedenfalls derjenige, von aktueller Bedeutung, dass nach Tilgung der grossen Anlagekosten für den baulichen Teil der Wasserkraft-Anlagen durch Wegfall der Beträge für Verzinsung und Tilgung des Anlage-Kapitals die Selbstkosten pro PS_e und Jahr sich ganz erheblich verkleinern müssen. Man kann annehmen, dass bei guter Ausführung die baulichen Anlagen und namentlich die kostspieligen Wasserbauten von praktich unbe-

schränkter Lebensdauer sind. Legt man Kosten von 650 bis 700 Mk. pro PS_e zugrunde und rechnet für Verzinsung und Tilgung zusammen 5 ½ %, so würden die Betriebskosten nach erfolgter Tilgung pro PS_e und Jahr um 35,75 bis 38,50 Mk. sinken müssen.

Billige Wasserkräfte bieten für die Industrien eine starke Anziehungskraft und besonders für solche, welche aus Wärme-Kraftquellen überhaupt nicht billig genug ihre Energie beziehen können, um konkurrenzfähig zu bleiben. Das trift besonders zu für die Aluminiumindustrie, für die Herstellung von Stahl auf elektrischem Wege, für die Fabrikation von Kalzium-Karbid, Chlorkalk; Barium, Ferro-Silizium etc. Neuerdings scheinen für die Praxis brauchbare Verfahren gefunden zu sein, um auf elektrischem Wege den Stickstoff aus der Luft für landwirtschaftliche Zwecke zu gewinnen[13]). Für alle diese Industriezweige und für manche andere liegt bei der internationalen Konkurrenz ein direkter Zwang vor, sich dort anzusiedeln, wo grosse und billige Wasserkräfte zur Verfügung stehen. Einem Lande wie Norwegen bietet deshalb sein Wasserreichtum eine grosse Zukunftschance. Heute ist das weite Gebiet nur mit etwa 2200000 Menschen bevölkert und die Einwanderung ist noch verhältnismässig gering, weil es an Arbeitsgelegenheit fehlt. Wenn auch nur erstmal 20 % des Wasserreichtums benutzt sein wird, muss sich notwendig eine vermehrte Arbeitsgelegenheit und ein starker Zustrom von Intelligenz und Arbeitern entwickeln.

Zu gedenken wäre noch des Umstandes, dass in vielen Fällen sich mit der Gewinnung der Wasserkräfte andere Interessen der allgemeinen Landeskultur verbinden assen.

Bekannt ist, wie durch Anlage von Talsperren der Hochwassergefahr dadurch vorgebeugt werden kann, dass durch den Aufstau des Wassers in einem grossen Becken der Abfluss der Hochflut auf eine längere Zeit verteilt und dadurch unschädlich gemacht wird.

In einem Wasserlauf mit starkem Gefälle und grosser Geschiebeführung kann durch die Errichtung von Wasserkraftanlagen die Geschwindigkeit in der Sohle so gemässigt werden, dass die Geschiebeführung, wenn auch nicht aufgehoben, so doch sehr stark eingeschränkt wird. Hieraus ergeben sich grosse Erleichterungen für die bauliche Unterhaltung der Flüsse und die Einschränkung der Gefahr, dass durch Versandung und Verkiesung bei Hochwasser Kulturland vernichtet wird.

Es wird sich oft Gelegenheit finden, mit Stauwerken für Wasserkraftgewinnung auch Berieselungsanlagen zu verbinden. Es kann aber auch der Kreis der landwirtschaftlichen Verwendung des Wassers dadurch ganz erheblich erweitert werden, dass die gewonnene Energie in Form von elektrischem Strom auf grössere Entfernungen geleitet und zur Hebung des Wassers aus Gerinnen oder dem Untergrunde verwendet und zur Anlegung von Berieselungsanlagen nutzbar gemacht wird. Diese Verwendung wird überall dort ernstlich in Frage kommen können, wo für die Verwertung der Kraft bei Nacht sich andere ausreichende Gelegenheit nicht findet.

Interessant ist nun noch die Frage, wie sich die verfügbaren Wassserkräfte zu dem gegenwärtigen Kraftbedarf verhalten. Letzterer lässt sich im grossen und ganzen nach der vorhandenen Dampfkraft ermessen. Es möge deshalb noch zum Schlusse dieser Vergleich für zwei Länder, Deutschland und Frankreich, gezogen werden.

[13]) W Muthmann, Technische Methoden zur Verarbeitung des atmosphärischen Stickstoffes. Vortrag in der 47. Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure am 15. Juni 1906 zu Berlin. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 1169 u. ff.

Aus den Mitteilungen der statistischen Korrespondenz für das Königreich Preussen ergibt sich, dass am 1. April 1904 in Preussen, — ausschliesslich der Kessel und Maschinen der Verwaltung des Landheeres und der Kriegsflotte, sowie der Lokomotiven, — Dampfmaschinen mit zusammen 5138991 PS_e vorhanden waren[14]), wovon 85 % mit rund 4360000 auf ortsfeste Maschinen entfallen. Die Zunahme in dem Jahre 1903—1904 hat 241465 PS_e, also ca. 47 % betragen, wovon auf ortsfeste Dampfmaschinen 212169, auf Lokomobilen 11733 und auf Schiffsmaschinen 17563 PS_e entfallen. Auf das Quadratkilometer ergibt sich für Preussen bei 350000 qkm Bodenfläche eine Maschinenleistung der ortsfesten Dampfmaschinen von 12,5 PS_e. Rechnet man auf den Rest des deutschen Reiches mit 190000 qkm rund 10 PS_e pro Quadratkilometer, so ergeben sich noch 1900000 PS_e ortsfester Dampfmaschinen und zusammen für das Deutsche Reich 6260000 PS_e, oder rund 11,6 PS_e pro qkm gegen 0,54 PS_e in Wasserkraftanlagen (vgl. S. 19).

Die Gesamtzahl der in Deutschland im April 1902 vorhandenen Lokomotiven lässt sich nach den statistischen Mitteilungen in der Zeitschr. d. V. D. Eisenbahnen auf rund 30000 Stück berechnen mit einer Leistung von etwa 6000000 PS_e. Berücksichtigt man, dass von den Lokomotiven mehr als die Hälfte jeweilig ausser Dienst ist, die im Dienst befindlichen aber bei weitem nicht alle gleichzeitig ihre ganze Kraft herzugeben haben, so wird der gleichzeitige Kraftbedarf für die Eisenbahn-Lokomotiven Deutschlands etwa mit 1500000 PS_e zu veranschlagen sein. Denjenigen für die ortsfesten Dampfmaschinen kann man etwa mit 3000000 PS_e in Ansatz bringen. Es würde sich demnach für Deutschland ein gleichzeitiger Kraftbedarf, — abgesehen von den Lokomobilen, von den Schiffsdampfmaschinen und den Maschinen des Landheeres und der Kriegsflotte — von 4500000 PS_e, und wenn man rund 20 % für Verluste durch Umwandlung in andere Energieformen und durch Leitungsverluste hinzurechnet 5400000 PS_e ergeben.

Wir haben im geschichtlichen Überblick § 1 gesehen, dass in Deutschland bereits 294400 PS_e an Wasserkräften ausgenützt sind und in diesem Abschnitte, dass etwa 1425900 PS_e im ganzen an Wasserkräften vorhanden sind. Im grossen Durchschnitt kann man also einerseits annehmen, dass in Deutschland für die vorhandenen Wasserkräfte sich eine reichliche und lohnende Verwendung bieten wird, dass aber andererseits die Wärme-Kraftquelle stets bei weitem die Hauptrolle spielen muss.

In Frankreich beträgt nach einer Mitteilung von Pierre Leroy-Beaulieu im L'Economiste français vom 20. Januar 1906 die Leistung der ortsfesten Dampfmaschinen, abgesehen von denen des Landheeres und der Marine, 1900000 PS_e, diejenige der Lokomotiven der Eisenbahn und der Tramways 6200000. Der gesamte gleichzeitige Kraftbedarf für die beiden Arten von Dampfmaschinen lässt sich etwa auf 2500000 PS_e und unter Berücksichtigung von 20 % Verlust für Umwandlung in andere Energieformen und in Leitungen etwa 3120000 PS_e einschätzen. Demgegenüber sind in Frankreich bereits an Wasserkräften ausgenützt 650000 PS_e (vergl. S. 15) und im ganzen verfügbar 5857300 PS_e (vergl. S. 101.) In Frankreich würde also zurzeit noch kein Bedarf für den gesamten Reichtum an Wasserkräften vorliegen, dagegen wäre es denkbar, dass über kurz oder lang die Wasserkraft als Kraftquelle an die erste Stelle rückte und damit Frankreich von dem Tribut von mehreren Hundert Millionen Francs, den es jährlich für Brennmaterial an das Ausland zu zahlen hat, zum beträchtlichen Teil befreite.

Es ist bisher noch nicht die Rede gewesen von den Wasserkräften, welche aus den Erscheinungen von Ebbe und Flut und aus der Wellenbewegung des Meeres ge-

[14]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, Seite 107.

wonnen werden könnten. Hier handelt es sich sicherlich um unermessliche Kräfte. Es ist auch die Berechnung und Gewinnung derselben schon oft der Gegenstand von wissenschaftlichen Studien gewesen[15]).

Allein erst wenn es gelungen sein wird, Akkumulatoren für elektrische Energie zu bauen, welche in der Anlage um ein vielfaches billiger und in ihrem Nutzeffekt bedeutend besser sind, als die zurzeit bekannten Bleiakkumulatoren, wird es verlohnen, sich diesen Aufgaben mit Aussicht auf praktischen Erfolg zuzuwenden. Deshalb kann es unterbleiben, zurzeit auf diesen Gegenstand näher einzugehen.

Literaturangabe zum Kap. I, § 3.

Oskar von Miller, Die Wasserkräfte am Nordabhange der Alpen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. Seite 1002.

Gugenhan, Die hydrologischen Beobachtungen und Messungen in Württemberg. Württembergische Monatsschrift für Baukunde. 1899, — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, Seite 1070.

Holz (Aachen), Bericht über die Wasserverhältnisse der Provinzen Westpreussen hinsichtlich der Benutzung für gewerbliche Zwecke, erstattet dem Minister für Handel und Gewerbe. Berlin, 15. Mai 1902.

Holz (Aachen), Neuere Wasserkraft-Elektrizitätswerke in Norwegen (insbesondere die Ergebnisse des Wettbewerbes zur Erlangung von Plänen zu einem Werk von 20000 PSe für die Stadt Christiania). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1902, Seite 1194.

O. Intze, Bericht über die Wasserverhältnisse Ostpreussens und deren Ausnützung zu gewerblichen Zwecken. Berlin 1893.

O. Intze, Bericht über die Wasserverhältnisse der Gebirgsflüsse Schlesiens im Bober- und Queissgebiete, sowie im Gebiete der Glatzer Neisse und deren Verbesserung zur Ausnützung der Wasserkräfte, sowie zur Verminderung der Hochwasserschäden durch Anlage von Sammelbecken, erstattet im Dezember 1897 und September 1898. Berlin 1899.

O. Intze, Die bessere Ausnützung der Gewässer und Wasserkräfte. Berlin 1899.

Haberland, Die Gewinnung und Verwertung der Wasserkräfte im Oberharz. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, Seite 709.

L. Théobald, Les chutes d'eaux en France, Leur utilisation. Leur situation actuelle. Leur avenir. L'Information, 8 Juillet, 16 et 30 Septembre.

R. Tavernier et R. de la Brosse, Service d'études des grandes forces hydrauliques dans la région des Alpes. Compte rendu des travaux exécutés à la fin de l'année 1903. Annales de la Direction de l'hydraulique et des améliorations agricoles. Fascicule 30. Paris 1904.

Pierre Leroy-Beaulieu, La mise en valeur des forces hydro-électriques et les modifications législatives. L'économiste français, 14. Mai 1904.

Pierre Leroy-Beaulieu, La mise en valeur des forces hydrauliques de la France. Houille blanche et houille verte. L'Economiste français, 20 Janvier 1906.

Wilhelm, Ingénieur des Ponts et Chaussées, L'utilisation des forces naturelles. L'économiste français, 12 Janvier 1901.

Henri Bresson, L'inventaire des chutes d'eau dans le département de l'Orne. Paris 1902 und L'économiste français, 10 Mai 1902.

Edouard Payen, La houille blanche. Ses plus récentes utilisations L'économiste français. 29 Août 1903.

Congrès de la houille blanche vom 7.—13. September 1902. Compte rendu des travaux du congrès, des visites industrielles et des excursions. Deux volumes. Grenoble 1902.

V. Turquan, Les forces hydrauliques de la France. La genie Civile. 5, 12, 19 Septembre 1896.

Torquato Perdoni, Le force idrauliche dell' Italia continentale ed il loro impiego. Ulrico Hoepli, Editore-Libraio, Milano 1902.

Direzione Generale Della Statistica Industriale. Riassunto delle notizie sulle condizioni industriali del regno. Roma 1905.

---

15) T. Perdoni, Sulla Teoria dell' onda di Thomas Craige sull' utilità pratica de' suoi concetti. Bologna 1902.

Gaetano Bruno, Considerazioni e note riguardanti gli effetti dovuti all' azione del mare sul littorale di Chiaia (Napoli) in rapporto alle opere della nuova riviera. Torino 1885.

J. Diamant, Utilisation de la force motrice des marées, Paris 1890.

§ 4. Die technischen Vorarbeiten.

Man kann die Vorarbeiten für den Ausbau einer Wasserkraft am besten einteilen in:

a) technische und
b) wirtschaftliche Vorarbeiten.

Die technischen Vorarbeiten erstrecken sich auf die Eigenschaften des fliessenden oder stehenden Wassers, an welchem man eine Wasserkraftanlage errichten will, und zwar:

1. auf das Gefälle,
2. auf die Beschaffenheit der Flusssohle,
3. auf die Geschiebeführung,
4. auf die Eisbildung,
5. auf die sekundliche Wassermenge, welche von der Grösse und Art des Vorflutgebietes, sowie von den klimatischen Verhältnissen, insonderheit von der Niederschlagsmenge abhängig ist,
6. auf die Möglichkeit, die sekundliche Wassermenge künstlich zu regeln,
7. auf den Baugrund für die Bauwerke.

In fast allen Kulturländern werden seit längerer Zeit die Wasserläufe beobachtet, ihre Gefälle und Wasserstände festgestellt und aufgezeichnet, die Grösse ihres Vorflutgebietes nach seiner verschiedenen Beschaffenheit ausgemessen und in Karten wiedergegeben, die klimatischen Verhältnisse beobachtet und Niederschlagsmessungen vorgenommen. Dennoch ist das Material, welches bis zur Gegenwart, von Einzelfällen abgesehen, für die Beurteilung der Gewässer als Kraftquellen zur Verfügung steht, noch sehr lückenhaft und unzureichend.

1. Das Gefälle.

Die Druckhöhe des Wassers an den Turbinen wird gewonnen durch Werkkanäle und durch Stauwerke.

Als kleinstes Gefälle, welches an einen Wasserlauf noch unter sonst günstigen Umständen ohne künstlichen Stau ausnutzbar ist, kann 1 : 1500 angesehen werden, was durch folgende Betrachtungen bewiesen werden mag.

Als kleinstes Gefälle in einem Werkkanal gilt 1 : 10000, weil sonst die sekundliche Geschwindigkeit zu gering, Ablagerungen und Eisbildung störend und die Querschnitte des Kanalsprofils im Verhältnis zur Leistung in cbm/sek. zu gross werden. Wenn man sich begnügen wollte, als kleinste Nutzdruckhöhe, welche man pro Kilometer durch einen Werkkanal erzielen muss, 0,50 m anzunehmen, also, da man bei kurzen Werkkanälen 0,05 m Druckverluste pro Kilometer für Einlaufschützen, Regulierungsschützen, Druckkammer etc. etwa hinzuzurechnen hat, einen Mindestgewinn an Brutto-Druckhöhe pro Kilometer Werkkanal von 0,55 m, so müsste die Gleichung bestehen:

$$1000\,(J - 0{,}0001) \geq 0{,}55$$

worin J das Wasserspiegelgefälle im Flusse bedeutet. Hieraus ergibt sich J zu 0,0065 oder abgerundet zu 1 : 1500.

Um 2,0 m Gesamtdruckhöhe zu gewinnen, müsste der Werkkanal bei obiger Annahme bereits 4,0 km lang sein. Nimmt man den selten günstigen Fall an, dass 100 cbm/sek. zur Verfügung stünden, so würde man eine Nutzleistung von 2000 PS_e erzielen. Bei einem Gefälle im Werkkanal von 1 : 10000, dessen Profil in normaler Weise trapezförmig in Erde hergestellt und an den Böschungen mit Tonschlag gedichtet und mit Kies befestigt, angenommen sei, würde sich eine Geschwindigkeit von ungefähr 0,3 m/sek. ergeben und ein wasserberührter Querschnitt von 333,3 qm. Ein solcher Kanal würde durchschnittlich etwa 2,5 Mark pro Quadratmeter wasserberührter Querschnittsfläche und laufenden Meter, d. h. rund 833,3 Mark pro lfm. Kanal kosten. Danach würden sich die Kosten eines 4 km Kanals auf 3333000 Mark belaufen so dass allein schon auf die Anlagekosten des Werkkanals 1666 Mark pro PS_e derjenigen Leistung entfielen, für welche der Kanal auszubauen wäre. Das ist eine Ziffer, welche, wie in § 5 gezeigt wird, nur bei ungewöhnlich günstiger Verwendungsgelegenheit der Kraft noch wirtschaftlich vertretbar ist. Fast immer ist die Sek./Leistung, für welche man den Kanal auszubauen hat, erheblich grösser, als diejenige, welche ständig vorhanden ist. Legt man die letztere zugrunde, so müssen auch die allein auf den Werkkanal entfallenden Einheitskosten pro PS_e erheblich höher als 1666 Mark ausfallen. Bei demselben Gefälle würden aber alle Wasserkraftanlagen mit kleineren sekundl. Wassermengen, also kleineren Leistungen teurer werden. Allerdings kann ein Gefälle von 1 : 1500 noch recht gut ausnutzbar sein, wenn der Fluss sehr starke Windungen macht und man, wie z. B. bei der Anlage Beznau, den Werkkanal erheblich kürzer machen kann, als die Länge des Flusslaufes zwischen Einlauf und Auslauf des Werkkanales beträgt. Wenn man das Wasser aus einem Flusse entnehmen und es in einen tiefer gelegenen See oder Fluss abfliessen lassen kann (vergl. die Anlagen Kanderwerk und Hagneck, Kap. II, 14 und 19) ist man unter Umständen von dem Gefälle im Fluss auf der für die Wasserkraft in Betracht kommenden Strecke ganz unabhängig.

Um nun zunächst einen Überblick über die Gefällverhältnisse bei ausgeführten Beispielen zu geben, sind in nachstehender Tabelle I für eine Anzahl Wasserkraftanlagen, welche in diesem Bande beschrieben werden sollen, die Gefälle, in den Flussläufen und Werkkanälen zusammengestellt.

Tabelle I.
Gefälle in Flussläufen und Werkkanälen.

Bezeichnung der Anlage	Name des Wasserlaufs	Gefälle des Wasserlaufs	Gefälle des Werkkanals
1. Novalesa	Cenischia	1 : 7—1 : 10	1 : 370
2. Ala-Cères	Stura	1 : 15—1 : 20	?
3. La Goule	Doubs	1 : 30	1 : 1300
4. Livet	Romanche	1 : 40	?
5. Pont St. Martin	Dora Baltea	1 : 70	1 : 1500 1 : 837
6. Bergamasca	Brembo	1 : 70	1 : 1000 1 : 2000
7. Funghera	Stura	1 : 70	?

Bezeichnung der Anlage	Name des Wasserlaufs	Gefälle des Wasserlaufs	Gefälle des Werkkanals
8. Les Clées-Yverdon	Orbe	1:80	1:3400
9. St. Maurice-Lausanne	Rhone	1:100	1:2128
10. Morbegno	Adda	1:150 – 1:170	1:1000
11. Kubelwerk	Urnäsch	1:150—180	1:1833
12. Fure et Morge	Drac	1:170	1:2000
13. Rheinfelden	Rhein	1:320—350	1:1666
14. Stuttgart	Neckar	1:500	1:2500
15. Vizzola	Tessin	1:500	1:6666
16. Wangen	Aare	1:900	1:8000
17. Turbigo	Naviglio Grande	1:970	1:8370
18. Jonage-Cusset-Lyon	Rhône	1:1400	1:10000
19. Beznau	Aare	1:1500	1:6000

Die Nutzbarkeit einer Flusstrecke ist um so grösser, je grösser das Relativgefälle ist. Ganz abgesehen von der Kostenfrage, würde es unmöglich sein, die Rohwasserkraft in einer angenähert geraden Flusstrecke mit einem Gefälle von 1:10000 auszunützen, da man das Gefälle des Werkkanales nicht kleiner machen kann. Das Verhältnis der ausnutzbaren Wasserkraft zur Rohwasserkraft würde in einem solchen Falle null sein. Andererseits kann man die Rohwasserkraft eines Wasserfalles fast vollkommen ausnützen, abgesehen von den kleinen Verlusten in der Druckrohrleitung, so dass das Verhältnis der ausnützbaren Kraft zur Rohkraft hier fast = 1,0 wird. In der bereits erwähnten Studie über die Wasserkräfte am Nordabhange der Alpen hat Oskar von Miller die nachfolgende Zahlentafel gegeben, bei welcher das Verhältnis der ausnutzbaren Gefälle zum vorhandenen Gefälle dargestellt ist. Hierbei ist insofern zu ungünstig gerechnet, als von Miller als schwächstes Kanalgefälle 0,6 ‰ = 1:1666 annimmt, während, wie die Tabelle I zeigt, in der Praxis doch sehr erheblich schwächere Gefälle vorkommen, andererseits aber wieder ein wenig zu günstig, weil wie wir gesehen haben, bei schwächeren Gefällen im Flusse als 1:1500 die Anlagekosten pro PS_e zu gross werden, als dass sich in den weitaus meisten Fällen der Ausbau noch lohnen könnte.

Tabelle II[1]).

Verhältnis des ausnützbaren Gefälles zum vorhandenen Gefälle nach O. von Miller.

Vorhandenes Gefälle auf 1 km	Vorhandenes Gefälle auf 1 km, abzüglich des Kanalgefälles von 0,6 auf 1 km; d. i. ausnutzbares Gefälle auf 1 km	Verhältnis des ausnutzbaren Gefälles zum vorh. Gefälle bezw. der ausnutzbaren Wasserkraft zur rohen Wasserkraft rd	Vorhandenes Gefälle auf 1 km	Vorhandenes Gefälle auf 1 km, abzüglich des Kanalgefälles von 0,6 auf 1 km; d. i. ausnutzbares Gefälle auf 1 km	Verhältnis des ausnutzbaren Gefälles zum vorh. Gefälle bezw. der ausnutzbaren Wasserkraft zur rohen Wasserkraft rd
m	m	%	m	m	%
0,6	0,0	0,0	1,35	0,75	55,0
0,65	0,05	7,5	1,5	0,9	60,0
0,7	0,1	15,0	1,7	1,1	65,0
0,75	0,15	20,0	2,0	1,4	70,0
0,8	0,2	25,0	2,4	1,8	75,0
0,85	0,25	30,0	3,0	2,4	80,0
0,9	0,3	35,0	4,0	3,4	85,0
1.0	0,4	40,0	6,0	5,4	90,0
1,1	0,5	45,0	12,0	11,4	95,0
1,2	0,6	50,0	24,0	23,4	97,5

[1]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904, Seite 1004.

Eine Wasserkraft ist um so wertvoller, je grösser das durch die Natur zur Verfügung gestellte Rohgefälle ist. Da sich der Rohwert einer Wasserkraft in PS durch die Formel

$$\frac{Q\,(\text{cbm/Sek.}) \,.\, H\,(\text{in m}) \,.\, 1000}{75}$$

ausdrückt, so kann bei gleicher Leistung die Wassermenge um so kleiner sein, je grösser das Gefälle wird. Die Anlagekosten hängen aber in wesentlichster Weise von der Grösse der sekl. Wassermenge ab, welche durch die Kanäle, Druckrohre und Turbinen fliessen muss.

Schwieriger ist schon die Frage, inwieweit sich das Nutzgefälle durch Aufstau oder durch Vertiefung des Flussbettes unterhalb der Staustelle vergrössern und wie sich durch die Ausführung solcher Bauarbeiten das Verhältnis zwischen Anlagekosten und Nutzen verbessern lässt. Zweifellos ist man, wenn die Nutzdruckhöhe durch ein Stauwerk gewonnen werden kann, vom Gefälle im Flusse unabhängiger, als wenn man das Nutzgefälle durch einen Werkkanal gewinnen will. Aber auch in dem erstgedachten Falle wird praktisch die Ausnutzbarkeitsgrenze einer Flussstrecke nicht sehr weit von dem Gefälle 1 : 1500 entfernt liegen und etwa bis 1 : 2000 reichen. Nur unter sehr günstigen Umständen, d. h. wenn an der Wehrstelle sehr guter Baugrund und flussauf- und flussabwärts hohe Ufer vorhanden sind, kurz, bei Örtlichkeiten, wie sie für den Talsperrenbau vorhanden sein müssen, wird sich bei schwächerem Gefälle als ungefähr 1 : 1500 bis 1 : 2000 eine wirtschaftlich günstige Wasserkraftanlage durch ein Stauwerk noch erzielen lassen, denn bei kleinem Stau würden die Kosten für die Einheit zu gross, bei hohem Stau die Stauweiten flussaufwärts zu ausgedehnt und die Einwirkung desselben auf die anliegenden Uferländereien zu bedeutend, als dass das Unternehmen die Summe der Schadenersatzansprüche noch tragen könnte. Es kommt hinzu, dass bei einer Stauanlage in einem Flusse mit schwächerem Gefälle als 1 : 1500 bis 1 : 2000, bei welchem man, wie gezeigt wurde, in der Regel zur Gewinnung von Gefälle der Kosten wegen Werkkanäle nicht mehr bauen kann, das Druckgefälle sich stark verringert, oder wohl ganz verschwindet, sobald höhere Wasserstände eintreten, was dann meistens zur Anlage von Dampfreserven und damit zu weiterer Steigerung der Anlagekosten nötigen würde.

Diese Fragen werden übrigens in dem Kap. III, 1 Stauwerke und Kap. III, 2 Werkkanäle noch weiter behandelt werden und es mag deshalb an dieser Stelle darauf hingewiesen sein.

Da das Gefälle in den Hauptströmen Nord- und Westdeutschlands von der Mündung ins Meer bis 700 km und mehr aufwärts durchschnittlich geringer ist als 0,65 bis 0,5 ‰ oder 1 : 1500 bis 1 : 2000, so sind dieselben auf diesen Strecken für die Kraftgewinnung praktisch nur an einigen wenigen Stellen, wo durch die Natur Gefällstufen gebildet sind, geeignet, obwohl sie theoretisch eine ganz gewaltige Wasserkraft darstellen. Es gibt zwar auf diesen Flusstrecken noch viele alte Kraftanlagen, aber diese sind in einer Zeit entstanden, wo die Wärmeantriebsmaschinen noch bei weitem nicht so konkurrenzfähig waren wie jetzt, und wo der billige Transport noch nicht die heutige Rolle spielte.

Es soll hier abgesehen werden von den Fällen, wo durch Kanalisierung der Flüsse für Schiffahrtszwecke Staustufen künstlich geschaffen werden und sich infolgedessen auch Wasserkräfte gewinnen lassen; denn hierbei werden in der Regel die Kosten für die Schaffung der Staustufen durch

das Interesse an der Schiffahrt bereits gedeckt und die Kraftquelle gewissermassen nur als willkommenes Nebenprodukt mitgewonnen[2]).

An der Memel steigt auf den ganzen Verlauf des Flusses innerhalb der deutschen Grenzen das Gefälle nicht über 0,238 ‰; an der Weichsel nicht über 0,20 ‰.

Die Oder hat von der Mündung bis zur Einmündung der Glatzer Neisse überall erheblich weniger Gefälle als 0.5 ‰. Erst auf der oberen Strecke, von ca. 181,0 km Länge, beginnend ungefähr bei der Einmündung der Glatzer Neisse, wächst das Gefälle stellenweise so an, namentlich bei Ratibor, und zwischen Cosel und der Oppamündung (Landesgrenze), dass der Ausbau von Wasserkräften mit Aussicht auf wirtschaftlichen Erfolg unternommen werden kann.

Über die Gefällverhältnisse der Elbe gibt die nachfolgende, dem Elbstrombuche entnommene Tabelle III Auskunft.

Tabelle III.
Durchschnittliche Gefälle der Elbe.

Flusstrecke	Höhenlage in m	Fallhöhe in m	Entfernung km	Mittleres Gefälle ‰	1 : x
Von der Quelle bis zur Moldaumündung	155,4	1 234	309,0	3,99	251
Moldaumündung—Egermündung	143,5	11.9	44,2	0,269	3714
Egermündung—Böhmisch-Sächsische Grenze	119,5	24,0	61,6	0,390	2567
Böhmische-Sächsische Grenze—Pirna	110,9	8,6	34,4	0,250	4000
Pirna—Alt Hirschstein	93,7	17,2	63,1	0,273	3665
Alt Hirschstein Sächsisch-Preussische Grenze	87,3	6,4	24,3	0,263	3797
Sächsisch-Preussische Grenze—Torgau	78,4	8,9	33,8	0,263	3800
Torgau—Elstermünde	69,0	9,4	44,0	0,214	4670
Elstermünde—Anhaltische Grenze	63,0	6,0	25,7	0,233	4290
Anhaltische Grenze—Muldemündung	55,9	7,10	35,3	0,201	4972
Muldemündung—Saalemündung	49,72	6,18	31,1	0,199	5032
Saalemündung—Ehlemündung	40,50	9,22	45,8	0,201	4967
Ehlemündung—Tangermündung	30,63	9,87	51,7	0,191	5238
Tangermündung—Havelmündung	23,00	7,63	43,1	0,177	5649

In der unteren Stromstrecke nehmen die Gefälle allmählich bis zur Seevemündung auf 1 : 10722 ab. Unterhalb dieser beginnt dann schon bald der Einfluss von Ebbe und Flut, so dass das Gefälle bald nach dem Meere zu, bald umgekehrt, vom Meere landeinwärts gerichtet ist.

Aus der Tabelle III erkennt man, dass der Hauptwert der Elbe als Kraftquelle von der Moldaumündung an aufwärts liegt. Auf der unteren Strecke gibt es gewiss noch einige Stellen, an denen sich ein ausnützbares Gefälle konzentriert findet, im grossen Durchschnitt kann man aber auch von der Elbe sagen, dass sie innerhalb der deutschen Landesgrenzen für die Gewinnung von Wasserkräften nicht in erheblichem Masse in Frage kommt, es sei denn, dass man den oberen Lauf kanalisieren und damit als Nebenprodukt auch Wasserkräfte gewinnen würde.

Die Weser hat gleichfalls nur in ihrem oberen Laufe, etwa zwischen Höxter und Münden einige Stellen, wo sich ihr Gefälle über 0,50 ‰ soweit erhebt, dass ein Ausbau von Wasserkräften einen wirtschaftlichen Erfolg verspricht. Der ganze untere Flusslauf hat im grossen und ganzen ein zu schwaches Gefälle.

[2]) Prüsmann, Ausnützung der Wasserkräfte an Wehren kanalisierter Flüsse. Internatl. Schiffahrtskongress 1902.

Der Rhein hat von der Mündung bis Strassburg im Durchschnitt ein geringeres Gefälle als 0,50 ‰. Zwischen Strassburg und Basel wächst das durchschnittliche Gefälle bis 1,0 ‰. Erst oberhalb Basels beginnt die für Kraftzwecke in günstiger Weise ausnützbare Strecke des Rheines, welche, wie in §§ 1 und 3 dieses Kapitels erwähnt wurde, auch eine ausgedehnte Ausnützung bereits erfahren hat.

Viele von den Nebenflüssen der genannten Ströme haben dagegen Gefälle, welche gut ausnützbar sind und es liegt daher in Nord- und Westdeutschland die beste und grösste nutzbare Wasserkraft in den Oberläufen der Hauptströme, und in ihren Nebenflüssen und in diesen gleichfalls besonders in den oberen Strecken.

Für Frankreich und Italien liegen die Verhältnisse in den Hauptflüssen günstiger, weil diese erheblich stärkere Gefälle haben. So erreichen die Höhe von 100,0 m über dem Meere:

die Seine, bei der Aubemündung, d. h: 547 km oberhalb der Mündung in das Meer,
die Loire bei Orléans, 370 km oberhalb der Mündung,
die Garonne bei Toulouse, 380 km oberhalb der Mündung,
die Rhône bei Valence, 220 km oberhalb der Mündung,

während von den deutschen Strömen dieselbe Höhe erst erreichen:

die Elbe bei Dresden, d. h. 662 km oberhalb der Mündung,
der Rhein bei Karlsruhe, d. h. 621 km oberhalb der Mündung,
die Oder bei Breslau, d. h. 524 km oberhalb der Mündung,
die Weser bei Carlshafen, d. h. 399 km oberhalb der Mündung.

Aber die wertvollsten und grössten Kräfte liegen auch in Frankreich und ebenso in Italien in den Oberläufen der Hauptströme und den Nebenflüssen und kleineren Privatgewässern.

Für die erste Auswahl einer passenden Stelle zur Errichtung einer Kraftanlage reichen in der Regel die Nivellementaufnahmen der öffentlichen Kartenwerke und die bei den behördlichen Wasserbauverwaltungen erhältlichen Längs- und Querprofile aus. Aufgabe der Vorarbeiten ist es dann, das Längenprofil und eine genügende Anzahl von Querprofilen der Flussohle auf der zunächst ausgewählten Strecke, sowie die Wasserspiegelgefälle bei Niedrigwasser, bei mindestens 2 charakteristischen Mittelwasserständen und bei Hochwasser feststellen (vgl. S. 137 u. 139). Auch über die Wasserspiegelgefälle geben die Wasserstandsbeobachtungen der behördlichen Wasserbauverwaltungen oder der Anlieger und Nutzniesser oft genügenden Aufschluss. Überdies ist die Aufnahme von Wasserspiegelnivellements und einiger Querprofile einer Flusstrecke und die Ermittelung der Wasserspiegelgefälle bei den genannten Wasserständen eine einfache und wenig kostspielige Arbeit. Nur ausnahmsweise wird es sich für den Einzelfall um eine Flussstrecke von mehr als 20 km Länge handeln, auch werden selten auf der Strecke erhebliche Zuflüsse einmünden, denn man wird den Einlauf naturgemäss unterhalb einer grösseren Einmündungsstelle zu verlegen haben.

Weil sich beim Wechsel der sekl. Wassermengen auch die Gefälle ändern, so muss man für die Spiegelnivellements der einzelnen wichtigen Wasserstandshöhen einen Beharrungszustand abwarten. Allgemein kann man sagen, dass das Gefälle einer Flusstrecke bei steigendem Wasser grösser und bei fallendem Wasser kleiner wird. Folgen auf die untersuchte Flusstrecke ein schwächeres Sohlengefälle oder kleinere Querprofile, so nehmen die Wasserspiegelgefälle des Beharrungszustandes in der Regel bei höheren Wasserständen ab. Liegt dagegen abwärts der untersuchten Strecke ein stärkeres Sohlengefälle, oder vergrössern sich die Querprofile,

so treten bei höheren Wasserständen im Beharrungszustande stärkere Gefälle, als bei Niedrigwasser auf. Aussergewöhnliche Spiegelgefälle werden durch sogenannte Flutwellen verursacht. Lokale starke Niederschläge im Vorflutgebiet des untersuchten Flusses oder seiner Nebenflüsse verursachen das Auftreten solcher Flutwellen mit meist klar erkennbarem Scheitel und mit einem steilen vorderen und einem flachen, hinteren Abhange. Braucht eine Flutwelle des Hauptflusses längere Zeit, um an eine beobachtete Stelle zu kommen, als diejenige eines Seitenzuflusses, so treten zwei oder mehr aufeinander folgende Flutwellen in die Erscheinung.

Der Beharrungszustand dauert in der Regel nicht lange und daher müssen die Wasserspiegelaufnahmen gut vorbereitet und schnell durchgeführt werden.

Zur Aufnahme von Wasserspiegelnivellements schlägt man bei breiteren Wasserläufen auf beiden Seiten des Flusses, bei schmäleren auf einer Seite, in Stationsweiten von etwa 100,0 m am Wasserrande, aber so, dass der Pfahl noch im Wasser steht, Pfähle von etwa 10—15 cm Dicke und 1,0—1,5 m Länge ein und treibt quer in jeden Pfahl etwas oberhalb des Wasserspiegels einen 10—15 cm langen Nagel so weit ein, dass noch etwa 5 cm vorstehen. Das vorstehende Ende des Nagels muss wagerecht sein, was durch Lot und Winkel zu kontrollieren ist. Alle Pfähle sind der Reihenfolge nach zu numerieren. Gleich nach dem Einschlagen des Nagels wird die Differenz zwischen Oberkante Nagel und Wasserspiegel gemessen und aufgeschrieben und schliesslich werden alle Nägel mit Anschluss an eine Höhenmarke der Landesaufnahme oder an einem sonstigen Fixpunkt einnivelliert. Das Einschlagen der Pfähle und das Einmessen der Nageloberkanten muss an beiden Ufern möglichst gleichzeitig geschehen. Die Wasserspiegel an beiden Ufern werden bei breiteren Flüssen je nach der Gestalt der Ufer und der Lage des Stromstriches in ein und demselben Beharrungszustande immerhin so verschiedene Höhen zeigen, dass ihre Berücksichtigung wünschenswert ist. Das Mittel aus den Höhenmessungen an beiden Ufern wird als die Spiegelhöhe der Flussachse angenommen. Bei kleinen und schmalen Flüssen genügt, wie gesagt, eine Pfahlreihe an einem Ufer.

Um das höchste Hochwasser zu finden, muss man, wenn zuverlässige Aufzeichnungen nicht zu erhalten sind, die Flusstrecke untersuchen, ob nicht Spuren der höchsten Hochwasserstände an dem Ufer, wie kleine Schlammkrusten an Baumstämmen oder Brücken und dergl., zu finden sind, mit deren Hilfe man sich eine höchste Wasserspiegellinie herstellen kann.

Die Feststellung des Längenprofils der Flussohle erfolgt durch die Aufnahme der Querprofile.

Fast in allen Gebirgsflüssen und auch in den oberen Läufen der Flüsse des Flachlandes wechseln schwächere Einzelfälle mit stärkeren Gefällestufen ab. Letztere bieten natürlich für die Anlage von Wasserkraftanlagen die günstigsten Verhältnisse.

Je nachdem die Flusstrecke gerade oder gekrümmt ist und je nach der Beschaffenheit der Flussohle bilden sich die Querprofile in der verschiedensten Weise aus. Besteht die Flussohle aus felsigem Gestein, so ändert sich die Gestalt des Querprofils nur langsam und kann für unsere Zwecke als unveränderlich angenommen werden. Besteht dagegen die Flussohle aus Geschiebe, so ist die Form der Querprofile einem steten Wechsel unterworfen. Bei den verhältnismässig grossen Gefällen in den Flusstrecken, welche für Kraftzwecke in Frage kommen, finden auch bei N. W., je nach der Korngrösse des Geschiebes, kleinere Veränderungen der Sohlenform eines Querprofils statt. Aber fast mit Sicherheit kann man nach jedem Hochwasser eine mehr oder

weniger erhebliche Veränderung eines an einer bestimmten Stelle aufgenommenen Querprofils voraussetzen und zwar ändert sich hierbei weniger das Gesamtmass des wasserberührten Querschnittes, als seine Gestalt.

Bei graden und wenig gekrümmten Flusstrecken serpentiniert die Stromrinne von einem Ufer zum andern und zwar wird im allgemeinen die Wellenform der Schlangenlinie um so flacher, je grösser die mittlere Wassergeschwindigkeit und je feiner das Korn des Geschiebes ist. Indem der Fluss das Geschiebe talwärts führt, häuft er es stellenweise zu Inseln auf, welche seine Stromrichtung schliesslich ablenken. Solche Sand-, Kies- oder Schotterinseln wandern stetig talwärts. Das Wasser reisst an dem oberen Ende die Geschiebemassen ab und führt sie weiter talwärts zu neuen Inseln zusammen. So erklärt es sich, dass an geraden und an wenig gekrümmten Flusstrecken die Stromrinne sich einmal an dem linken und nach einiger Zeit an dem gegenüberliegenden Ufer befinden kann.

In stark gekrümmten Flusstrecken bleibt die Stromrinne in der Regel an der konkaven Seite, während sich an der konvexen Kiesinseln ausbilden. Nach jedem Hochwasser verändert sich in der Regel aber auch hier die Profilform einer beobachteten Stelle, weil, je nach der Höhe und Dauer des Hochwassers, Auffüllungen, Vertiefungen oder Verbreiterungen stattfinden.

Zur Aufnahme von Querprofilen setzt man zweckmässigerweise, bei breiteren Flüssen an beiden Ufern, bei schmäleren an einem Ufer Profilsteine, welche trigonometrisch in der Flusskarte festgelegt und in deren Oberkanten einnivelliert werden. Wenn es ohne grösseren Zeitaufwand möglich ist, wird man an das gegebene öffentliche Fixpunktnetz anschliessen und kann dann bei der Peilung sofort die Beziehung auf N. N. erhalten. Die Aufnahme der Querprofile erfolgt stets lotrecht zur Stromrichtung und es werden deshalb die Profilsteine, wenn auf beiden Seiten solche gesetzt werden, so angebracht, dass ihre Verbindungslinie lotrecht zur Stromrichtung steht. Die Entfernung der aufzunehmenden Querprofile richtet sich nach der Örtlichkeit und den verfügbaren Mitteln und kann 100,0 bis 300,0 m betragen. Man kann sich meistens nach der Flusskarte und auf Grund einer Ortsbesichtigung, welche am besten bei N. W. vorzunehmen ist, schon ein ungefähres Bild über den Ort und die Zahl der aufzunehmenden Querprofile machen, und man entwirft zweckmässig vorher auf der Karte das Netz der festen Profilsteine und die Entfernung der Zwischenpunkte, an denen Querprofile aufgenommen werden sollen. An jeder Stelle, wo, ausser an den Profilsteinen, Querprofile aufzunehmen sind, werden am Ufer Zwischenpfähle geschlagen und zwar bei schmalen Flüssen nur an einer Seite, bei breiteren an beiden. Oft wird die Möglichkeit vorliegen, mit der Aufnahme der Spiegelgefälle auch die Peilung der Querprofile zu verbinden und die für den erstgenannten Zweck zu schlagenden Pfähle für die Peilung mit zu verwenden. Alle Zwischenpfähle werden gleichfalls trigonometrisch festgelegt und mit Bolzen oder Nägeln versehen, welche durch Nivellement an die Profilsteine anzuschliessen sind.

An den Stellen, welche für die Errichtung des Wehres, des Einlaufes, der Ausmündung des Werkkanales, der Errichtung des Krafthauses oder sonstiger wichtiger Bauwerke in Frage kommen, muss man die Querprofile enger aneinander, etwa in Abständen von 10—25,0 m, legen. Auf den dazwischen liegenden Strecken genügen die oben genannten Profilentfernungen, es sei denn, dass man an dem Flusse selbst noch Regulierungsarbeiten vorzunehmen hat, deren Notwendigkeit schon bei den Vorarbeiten in die Augen springt. In solchem Falle wird man je nach Umständen die Entfernung der Querprofile auf der freien Flusstrecke zu bemessen haben.

Die Profilsteine werden, wenn irgend möglich, hochwasserfrei gesetzt, die Zwischenpfähle je nach der Örtlichkeit und je nachdem ihre Verwendung auch zur Aufnahme von Spiegelgefällen mit in Frage kommt, an passender Stelle. In der Regel verbindet man mit der Aufnahme der Querprofile auch die Aufnahme je eines 50,0 bis 100,0 m breiten Uferstreifens auf beiden Seiten des Flusses, wobei die besondere Beschaffenheit des Ufergeländes, seine Nutzungsart, die vorhandenen Wege, Strassen, Eisenbahnen oder Bauwerke mit aufzunehmen sind.

Zur Vornahme der Querprofilpeilungen bedient man sich neuerdings fast allgemein eines Peildrahtes. Solche Peildrähte werden von Kabelfabriken als geseilte Drähte von 4—6 mm Stärke geliefert und sind in der Regel in Abständen von 5,0 m mit kleinen Metallplatten versehen, auf denen die entsprechenden Zahlen angebracht sind. Hanfleinen sind zur Peilung nicht gut verwendbar, weil sie ihre Länge zu stark verändern, je nachdem sie nass oder trocken sind. Der Peildraht wird auf einer leichten, aber fest gebauten Holztrommel an Ort und Stelle gebracht. Er muss mindestens an einem losen Ende eine Öse haben, an welcher er am Ufer durch Draht oder Taue an einem Anker oder einem besonders festen Pfahl möglichst dicht über dem Wasserspiegel befestigt wird. Die Entfernung des Nullpunktes von dem Profilpfahl oder Stein wird sorgfältig eingemessen, ebenso die Entfernuug des Wasserrandes von dem Nullpunkt. Zweckmässigerweise strebt man an, von vornherein den Nullpunkt des Peildrahtes mit dem Wasserrande zusammenfallen zu lassen. Die Drahttrommel wird alsdann mittelst eines Kahnes auf das andere Ufer gebracht, indem der Peildraht sich abwickelt. Durch Pfähle oder in sonst geeigneter Weise wird die Drahttrommel möglichst dicht über dem Wasser festgemacht und alsdann der Peildraht mit der Winde straff gespannt. Das Straffspannen des Drahtes gelingt noch bis zu Profilbreiten von 120,0—130,0 m. Ist der Fluss breiter, so muss man die Drahttrommel auf einem festen, schweren Kahn gut befestigen und den letzteren so verankern, dass der Peildraht in die Profillinie gebracht und daselbst gespannt werden kann. Die Peilung erfolgt bei kleineren Wasserläufen in der Regel von m zu m. Bei sehr unregelmässiger Sohlengestaltung und ganz kleinen Bächen, auch wohl noch an Zwischenstellen und zwar entweder direkt durch Aufstellen von Nivellierlatten auf die Flussohle, so dass man die Höhe der Sohle mit dem Instrument direkt abliest, oder durch das Peilen mit Peillatten, indem man die Wassertiefe misst. Nivelliert man den Wasserspiegel ein, so kann man aus der Peilung die Sohlenhöhe, bezogen auf den Nullpunkt, berechnen. In beiden Fällen bedient man sich eines möglichst leicht beweglichen Kahnes, in welchem man sich an dem Peildraht entlangzieht. Es ist nötig die Peilung mindestens doppelt (rück- und vorwärts) vorzunehmen, um eine Kontrollmessung zu haben, da irrtümliche Ablesungen sehr leicht vorkommen. Aber auch bei richtigen Ablesungen bekommt man bei der Kontrollpeilung recht erhebliche Abweichungen und man muss dann eine mittlere Zahl als die richtige für jede Stelle annehmen.

Die Peillatten werden zweckmässig unten mit einem breiten, eisernen Ring versehen, damit sie beim Herunterstossen nicht so leicht abtreiben und bequem in die lotrechte Lage zu bringen sind. Auch ist es zu empfehlen, an der Peilstange mittelst einer Öse ein Lot zu befestigen, damit die lotrechte Stellung der Stange bei der Ablesung kontrolliert werden kann. Bei sehr loser Sohle empfiehlt es sich, das untere Ende der Stange mit einem Teller zu versehen, weil sonst die Stange sehr verschieden tief in den Grund eindringt und die Abweichungen bei mehrfachen Peilungen an ein und derselben Stelle zu gross werden.

Das Auftragen der Querprofile geschieht meistens im Masstab von 1 : 100 bis 1 : 250. Verzerrte Masstäbe anzuwenden empfiehlt sich nicht, weil es besser ist, für

das Projektieren der Bauwerke die Neigungen der Böschungen im richtigen Verhältnis vor Augen zu haben.

Das Längsprofil der Flussohle wird dagegen stets in verzerrtem Masstabe aufgetragen und zwar die Längen je nach dem Umfang der darzustellenden Strecke im Masstabe von 1 : 1000 bis 1 : 10000, die Höhen im Masstabe von 1 : 50 bis 1 : 100. Meistens wird man sich bei Wahl des Längsmasstabes nach den verfügbaren Flusskarten richten. Im übrigen sind die Vorschriften des betreffenden Landes für die Einreichung von Konzessionsanträgen etc. zu beachten (vergl. S. 56). Als Längen werden, wenn nur ein Ufer mit Profilsteinen bezw. Pfählen versehen ist, die nach diesem Ufernetz ermittelten Längen aufgetragen. Wenn beide Ufer vermessen sind, so wird nach der Flusskarte die Flussmitte bei M.W. stationiert und hiernach die Längen aufgetragen. Als Höhen der Flussohle trägt man die aus den Querprofilen zu entnehmenden Masse in der Mittellinie des Wasserspiegels bei einem Mittelwasserstande auf, wobei auf den Zeichnungen die Höhenzahl dieses Mittelwasserstandes angegeben werden muss.[1] Nach dem Auftragen der Flussohle werden auf Grund der früheren Wasserspiegelaufnahmen die Wasserspiegellinien der charakteristischen Wasserstände eingetragen und schliesslich die Uferhöhen hinzugefügt.

Hat man in das Längenprofil der Flussohle die Wasserspiegellinien eingetragen, so lässt sich daraus leicht das verfügbare Rohgefälle ermitteln, wenn man vorläufige Annahmen für die Einlauf- und Ausmündungsstelle des Werkkanales macht. Schätzt man dann so gut es geht, die charakteristischen, sekundlichen Wassermengen, welche für den Werkkanal zur Verfügung stehen, so kann man sich ein erstes überschlägliches Bild über die erzielbare Leistung der Wasserkraft machen. Das aufgestellte Längenprofil bildet aber auch die endgültige Unterlage für den Entwurf der Bauwerke (Wehr, Kanal, Krafthaus etc.).

Alle Fragen, welche sich auf das Gefälle beziehen, lassen sich in verhältnismässig kurzer Zeit und unter Aufwendung geringer Mittel mit ausreichender Sicherheit aufklären.

2. Die Beschaffenheit der Sohle.

Die Beschaffenheit der Sohle muss bekannt sein, nicht nur, um daraus Schlüsse auf die Ausführbarkeit und die Kosten der Bauwerke zu ziehen, sondern vor allem auch deshalb, um zu wissen, ob sich und in welchem Sinne die Höhenlage der Flussohle verändert, oder ob mit einem angenähert unveränderlichen Zustand gerechnet werden kann.

Es gibt Flusstrecken, bei denen sich eine dauernde Vertiefung feststellen lässt, wie es andererseits Flusstrecken gibt, bei denen sich die Sohle durch Geschiebeablagerungen fortwährend erhöht und schliesslich Flusstrecken, bei denen Vertiefungen und Erhöhungen abwechselnd im steten Wandel auftreten.

So hat man z. B. beobachtet, dass der Lech bei Gersthofen sein Bett jährlich um etwa 15—20 cm vertiefte, während der Drac in der Nähe von Champ bei Grenoble sein Bett durch die grossen, von ihm mitgeführten Kiesmassen fortwährend auffüllt. Bei Gebirgsflüssen, wie der obere Tessin und die obere Adda verschieben sich die Kiesbänke und die Kolke fast nach jedem Hochwasser. Es ist deshalb klar, dass bei solchen Flüssen Wasserstandsbeobachtungen allein nicht genügen, um daraus einen Schluss auf die sekl. Wassermengen zu ziehen, weil je nachdem, ob sich das Querprofil vergrössert oder verkleinert, auch den einzelnen Wasserständen verschiedene sekl. Wassermengen entsprechen. So hatte an der Durance (Frankreich) der Dienst zur Anzeige von Hoch-

wasser in den Jahren 1897 bis 1901 eine lange Reihe von Wassermengenberechnungen aus Wasserstandsbeobachtungen vorgenommen, sie aber im Jahre 1902 aufgegeben, nachdem festgestellt war, dass bei ein und derselben Wasserhöhe, je nach dem Zustande des Flussbettes, die Abflussmengen in ausserordentlich weiten Grenzen schwankten[3]).

Sind stärkere Veränderungen der Flussohle zu erwarten, so sind dieselben sowohl bei der Ermittelung des erzielbaren Druckgefälles zu berücksichtigen, als auch besonders bei Festlegung der Höhenzahlen für die Ein- und Auslaufschwellen des Werkkanals, der Höhe der Wehrkrone und der Tiefe der Fundierung aller Bauwerke.

3. Die Geschiebeführung.

Die Frage der Geschiebeführung wird zum Teil schon bei dem Studium der Flussohle mit erörtert. Es ist zweckmässig, die festen Stoffe, welche ein Fluss mit sich führt, zu unterscheiden in solche, welche an der Flussohle rollend und rutschend bewegt und solche, welche freischwebend fortgeführt werden, und man bezeichnet im allgemeinen die letzteren als Sinkstoffe und die erstgenannten als Geschiebe.

Die Menge der Sinkstoffe und Geschiebe, welche das Flusswasser pro Volumeneinheit mit sich führt, hängt ab von der Beschaffenheit der wasserberührten Ufer und der Flussohle, sowie von der Geschwindigkeit des Wassers, d. h. also von dem Gefälle und von der Gestalt der Querprofile.

Nach den bekannten Untersuchungen von Telford wird das Flussbett je nach seiner Natur bei ganz bestimmten Geschwindigkeiten angegriffen, wofür der genannte Autor folgende Zahlen[4]) gibt:

Bodenart des Flussbettes	Geschwindigkeit des Wassers an der Sohle
Schlammige Erde	0,076 m
Weicher Ton	0,152 „
Sand	0,305 „
Kies	0,609 „
Kieselsteine	0.941 „
Gebrochene Steine	1,220 „
Trümmer-Gestein und weicher Schiefer	1,520 „
Lagerhafter Felsen	1,830 „
Harter Felsen	3,050 „

Wenn also das Wasser mit einer gewissen Geschwindigkeit über eine Flussohle mit beweglicheren, weicheren Bodenarten fliesst, so wird es sehr viel mehr von ihnen mit sich fortreissen, als wenn die Flussohle aus festeren Bodenarten gebildet ist.

Für unsere Betrachtungen kommen im wesentlichen die fünf ersten Bodenarten in Frage, von denen der Schlamm und der weiche Ton und Lehm, sowie die feineren Sandarten zu den Sinkstoffen, die gröberen Sandarten, sowie der Kies und die Kieselsteine zu den Geschieben gehören. Obwohl das Flusswasser eine gewisse Sortierung der

---

[3]) R. Tavernier et R. de la Broste, Compte rendu des travaux, exécutés à la fin de l'année 1903 du service d'études des grandes forces hydrauliques dans la région des Alpes (Paris 1904).

[4]) Der Wert dieser Zahlen wird vielfach angezweifelt. Indessen existiert noch kein einwandsfreier Ersatz. Die Schwierigkeit, solche Zahlen einwandfrei zu finden, liegt z. T. auch darin, dass man mit den gewöhnlichen Mitteln die Geschwindigkeit an der Sohle direkt nicht messen kann.

Geschiebemassen vornimmt, so ist das Geschiebe doch noch meistens mit Sinkstoffen reichlich untermischt. Der Sand findet sich in der Zusammensetzung aller Sinkstoffe und Geschiebe, denn er entsteht als Verwitterungsprodukt sowohl der vulkanischen, als auch der weicheren Gesteinarten. Seine zerstörende Wirkung in den Turbinen wächst mit der Schärfe und Härte seines Kornes. Die Beimischung von Schlamm und weicheren Ton- und Lehmarten ist in Flüssen, deren Ursprung in Gebirgsgruppen aus Sandstein, Kalkstein, Molasse etc. liegt, grösser als in den Flüssen, deren Quellgebiet aus vulkanischen Gesteinsarten, wie Granit, Porphyr, Gneis und Basalt etc. besteht und sie wächst natürlich gewaltig, wenn ein schnellfliessendes Wasser durch weichere Alluvialschichten fliesst und von ungeschützten, steilen Ufern grössere Massen abreissen kann, oder wenn alte Schlickmassen, welche bei niedrigem Wasserstande zum Teil zur Ruhe gekommen sind, bei wachsenden Wasserständen wieder in Bewegung geraten. Im allgemeinen nimmt die Menge des Sinkstoffgehaltes bei wachsendem Wasser zu und bei fallendem Wasser ab. Die schwebenden Sinkstoffe nehmen allmählich bis zum Beharrungszustande die Geschwindigkeit der Wasserschichten an, in welchen sie sich befinden, indem sie bei wachsender Geschwindigkeit allmählich in die oberen Schichten emporgewirbelt werden und bei abnehmender Geschwindigkeit wieder in die unteren Schichten zurücksinken. Trotzdem die Sinkstoffe ungefähr noch einmal so schwer sind wie das Wasser, können sie sich dennoch bei grösseren Geschwindigkeiten in allen Schichten der Vertikalen halten, woraus folgt, dass nach oben gerichtete Kraftkomponenten zur Äusserung kommen müssen.

Das bis jetzt veröffentlichte Beobachtungsmaterial über die Menge der Geschiebe und Sinkstoffe, welche ein Fluss mit sich führen kann, ist noch sehr gering. Über die Menge der Sinkstoffe kann man sich im Einzelfalle durch Entnahme von Proben ein ungefähres Bild machen, indem man das Gewicht der Beimischung an Sinkstoffen für die Raumeinheit Wasser feststellt und nach dem spezifischen Gewicht der Sinkstoffe den prozentualen Raumgehalt derselben berechnet.

Man hat z. B. bei einem Hochwasser am 3. Oktober 1888 an der Arve festgestellt, dass dieser Fluss 5 kg pro cbm Wasser an Sinkstoffen mit sich führte. Bei einem Gewicht von 2000 kg pro cbm würde das 2,5 ‰ des Raumgehaltes ausmachen[5]).

Tolkmitt gibt in seinen „Grundlagen der Wasserbaukunst" S. 259 folgende Zahlen über den Sinkstoffgehalt einiger Flüsse:

Name des Flusses	Sinkstoffgehalt in 1 cbm Wasser in kg		Raumgehalt in ‰ bei Annahme eines Gewichtes von 2000 kg pro cbm	
	durchschnittlich	bei Hochwasser	durchschnittlich	bei Hochwasser
der Var bei Nizza	3,577	36,6	1,79	18,5
die Marne	0,074	0,52	0,037	0,26
die Seine	0,040	2,74	0,02	1,37
die Durance	1,45	3,63	0,73	1,82
der Ganges	—	1,94	—	0,97
der Mississippi	0,67	—	0,335	—
die Donau bei Wien	0,11	—	0,055	—

[5]) M. Th. Turrettini, Usine de Chèvres. Notice historique et descriptive des travaux exécutés par la Ville de Genève de 1893 à 1899. S. 13.

Nach Partiot[6]) betrug auf Grund von 300 Proben, welche bei Hochwasser in der Loire im Jahre 1856 gemacht wurden, der Gehalt, trotz des schwachen Gefälles. allein an tonigen und lehmigen Sinkstoffen (Argiles) pro cbm Wasser

in g pro cbm	an Raumgehalt in ‰	
300	0,15	bei Feurs
242	0.121	„ Roanne
210	0,105	„ Nevers
237	0,117	„ Orléans
212	0,106	„ Tours
117	0,089	„ Saumur
150	0,075	„ Nantes

Nach den Mitteilungen des Ingenieurs M. A. Boucher auf dem Congrès de la Houille Blanche[7]) im September 1902 hat man an den Alpenflüssen sehr oft 4—5 % schwebenden Sandes bei Hochwasser beobachtet. Mit Rücksicht auf das grosse Gefälle, welches in den für Wasserkraftanlagen besonders in Frage kommenden Flüssen vorhanden ist, muss man damit rechnen, dass auch bei allen mittleren Wasserständen grössere Sinkstoffmengen vom Wasser mitgeführt werden. Bei der Grössenbestimmung der Ablagerungsbecken wird man immer gut tun, ungünstige Annahmen zu machen, und so lange nicht durch eine ausreichende Anzahl von Proben ein anderer Zustand nachgewiesen ist, bei Hochwasser mit 1—4 % und bei mittleren Wasserständen mit 1—2 ‰ des Raumgehaltes zu rechnen haben.

Der Raumgehalt der Geschiebeführung pro Volumeneinheit Wasser kann unter Umständen sehr viel grösser sein, als derjenige der Sinkstoffe. In den weitaus meisten Fällen ist aber das Umgekehrte der Fall. Zuverlässiges Beobachtungsmaterial fehlt in dieser Beziehung leider gleichfalls noch sehr. Es lassen sich zwar aus der Wanderung der Kies- und Sandinseln, wie überhaupt aus der Veränderung der Flussohle bei höheren Wasserständen Schlüsse auf die Mengen der Geschiebeführung ziehen, aber unsicher werden die Resultate immer bleiben müssen. Die verhältnismässig zuverlässigsten Schlüsse liessen sich aus der Auffüllung der Flussohle vor bestehenden Stauanlagen ziehen, und es wäre sehr zu wünschen, wenn solche Untersuchungen systematisch an möglichst vielen Stellen vorgenommen und die Resultate veröffentlicht würden.

Während sich die Sinkstoffe ungefähr mit der Geschwindigkeit der Wasserteilchen vorwärts bewegen, setzen die Geschiebe dem Wasser einen viel grösseren Widerstand entgegen und wandern nur langsam talwärts. Am Oberrhein zwischen Basel und Breisach hat man festgestellt, dass durch den Querschnitt eines Profils während eines Jahres durchschnittlich nur etwa 220000 cbm Geschiebe wandern[8]). Wenn man als sekl. Wassermenge bei M.W. nur diejenige bei Basel mit 865 cbm/sek. zugrunde legt, so ergibt sich eine durchschnittliche Geschiebeführung von nur 0,0087 ‰.

Der französische Ingenieur Wilhelm[9]) teilte auf dem Congrès de la Houille Blanche 1902 in Grenoble mit, dass nach seinen Untersuchungen an dem Verdon (einem

---

[6]) Partiot, Mémoires sur les sables de la Loire. Ann. des ponts et ch. 1871. I. S. 233.

[7]) Compte rendu des traveaux du Congrès de la Houille Blanche etc., Premier Volume S. 285, Grenoble 1902.

[8]) R. Jasmund, Handbuch der Ing.-Wissensch. III. Teil. Wasserbau. 4. Aufl. Bd. I. S. 353.

[9]) J. Wilhelm, Climatologie et Hydrologie. Compte rendu des travaux du Congrès de la Houille Blanche. Premier Volume. S. 160—164. Grenoble. 1902.

Nebenfluss der Durance) bei Sainte Croix oberhalb Quinson die Jahresmenge der Geschiebeführung 44430 cbm betragen habe, d. h. bei 18 cbm/sek. durchschnitttlich 0,078 ‰ des Raumgehaltes des Wassers. An der genannten Stelle wurde im Jahre 1869 eine Talsperre von 13,0 m Höhe errichtet und Wilhelm konnte auf Grundlage von alten, genauen Peilungen aus dem Jahre 1878 und Peilungen, welche von ihm selbst im Jahre 1899 vorgenommen wurden, feststellen, dass während dieser Periode von 21 Jahren sich im Staubecken der Talsperre 933000 cbm Geschiebe abgelagert hatten und zwar abgesehen von den Sinkstoffen. Die Menge der abgelagerten Sinkstoffe war viel grösser und sie füllten den der Sperrmauer zunächst gelegenen Stauraum zum grossen Teil aus. Die Flussohle des Verdons ist wie diejenige vieler Gebirgsflüsse mit Geschiebe ganz bedeckt. Da nun die Geschiebeführung von der Schleppkraft, diese aber wiederum von dem Gefälle und der Wassertiefe des Flusses abhängt, so kann ein Fluss auf einer gewissen Strecke bei einem bestimmten Wasserstand immer nur eine bestimmte und beschränkte Geschiebemenge mit sich fort führen. Man nennt den Zustand der maximalen Geschiebeführung bei einer bestimmten Wassertiefe und einem bestimmten Gefälle den der „Sättigung". Wenn deshalb die Sohle einer längeren Flusstrecke so stark mit Geschiebe bedeckt ist, dass der Zustand der Sättigung des Wassers eintreten kann, so macht es, nach Wilhelm, auf die Gesamtschiebeführung keinen Unterschied mehr, ob dem Flusse aus seinen Nebenflüssen Geschiebemengen zugeführt werden oder nicht. Wilhelm hat es deshalb versucht aus dem am Verdon festgestellten Verhältnis zwischen der mittleren sekl. Wassermenge und der Geschiebeführung eines Jahres Vergleichszahlen für andere Gebirgsflüsse mit ähnlicher Sohlenbeschaffenheit aufzustellen. Er ist sich dabei vollkommen bewusst gewesen und hebt das auch entsprechend hervor, dass diese Beziehung insofern grundsätzlich unzutreffend ist, weil sie auf der Annahme beruht, dass jeder sekl. Wassermenge dieselbe verhältnismässige Geschiebeführung zukäme, während tatsächlich bei den kleinen sekl. Wassermengen die Geschiebeführung fast aufhört, dafür aber bei den hohen Wasserständen um so lebhafter eintritt. Es kann deshalb die nachstehend angegebene Gleichung selbstverständlich nur für die Gewinnung überschläglicher Zahlen bei ähnlichen Verhältnissen Verwendung finden. Bezeichnet:

q die gesuchte jährliche Geschiebemenge an einem Flusse,

Q die sekl. Wassermenge bei M.W. in cbm,

J das Gefälle in mm für einen Meter, dagegen

q' die gemessene Geschiebeführung eines Jahres am Verdon,

Q' und J' die entsprechenden Werte für den genannten Fluss, so würde folgende Gleichung als bestehend angenommen werden können:

$$\frac{q}{QJ} = \frac{q'}{Q'J'}$$

und daraus würde sich ergeben:

$$q = q' \cdot \frac{Q \cdot J}{Q' \cdot J'}$$

Da $q' = 44430$ cbm,
$Q' = 18$ „ und
$J' = 4{,}72$ mm für einen Meter ist, so würde die Gleichung lauten:
$q = 523\ Q \cdot J$, wobei Q in cbm und J in mm pro ein Meter auszudrücken wäre. —

Über die Geschwindigkeit, welche zur Fortbewegung der Sinkstoffe und Geschiebe mindestens notwendig ist, werden von den verschiedenen Autoren folgende Angaben gemacht:

Nach älteren Versuchen von Du Buat[10]):

Brauner Töpferlehm	0,081 m
Sand, welcher aus solchem Lehm ausgeschieden wird	0,162 „
Grober Sand	0,216 „
Kies in der Grösse eines Aniskornes	0,108 „
Kies in der Grösse einer Erbse	0,189 „
Kies in der Grösse einer Bohne	0,325 „
Runde Kieselsteine von 0,027 m Durchmesser	0,650 „
Eckige Kieselsteine in der Grösse eines Hühnereies	0,975 „

Die Versuche von Du Buat wurden an kleinen Versuchsrinnen gemacht und ihr Wert wird vielfach angezweifelt.

Franzius[11]) nimmt an, dass in offenen unbefestigten Gräben in Bewegung gesetzt werden:

Bei einer mittleren Geschwindigkeit von:

0,5 m feiner Sand und Schlamm
1,0 „ gewöhnlicher Sand, Mauersand und fester Moorboden,
1,5 „ gebundener toniger oder sehr grober Sand und feiner Kies.
2,0 „ grober Kies und fester Klaiboden.

Nach Versuchen, die Suchier 1874 am Oberrhein bei Alt-Breisach[12]) vornahm, setzte sich beim Aufrühren durch Stangen in Bewegung:

Bei einer Geschwindigkeit, etwa 5 cm über der Sohle gemessen, von:

0,897 m Kies bis zur Bohnengrösse
0,923 „ Kies bis zur Haselnussgrösse
1,123 „ Kies bis zur Taubeneigrösse
1,589 „ Steine bis zu 1000 g Gewicht
1,800 „ Steine bis zu 2500 g Gewicht

und es war sämtliches Geschiebe bei 2,063 m Geschwindigkeit in Bewegung.

M. Partiot[13]) gibt an, dass bei folgenden Geschwindigkeiten die darunter angegebenen Kies- und Steingrössen noch in Bewegung gesetzt werden:

Mittlere Geschwindigkeit im Vertikalprofil . .	0,36 m	0,70 m	1,43 m	2,14 m	2,86 m	4,29 m	5,21 m
Geschwindigkeit an der Sohle	0,25 „	0,50 „	1,00 „	1,50 „	2,00 „	3,00 „	4,00 „
Durchmesser des Kieses und der Steine . . .	0,0025 „	0,01 „	0,04 „	0,10 „	0,17 „	0,38 „	0,67 „

Man sieht aus diesen Angaben, so sehr auch die einzelnen Autoren voneinander abweichen, dass Sinkstoffe schon bei verhältnismässig kleinen Geschwindigkeiten bewegt werden und man kann daraus schliessen, dass bei entsprechender Beschaffenheit der Flussohle mit Rücksicht anf das grosse Gefälle auch bei N. W. ziemlich reichliche Sinkstoffe im Wasser enthalten sein müssen, was auch mit den Erfahrungen an ausgeführten Wasserkraft-Anlagen übereinstimmt.

Bezüglich der Wassergeschwindigkeit an der Sohle bestehen nach Bazin (vergl. S. 196 und Kap. III, 2, Werkkanäle), wenn man

mit v_x die grösste Geschwindigkeit in einer Vertikalen,

---

10) A. Flamant, Hydraulique. Paris 1900. S. 298.
11) Handbuch der Baukunde. Teil II. S. 162.
12) Döll, Deutsche Bauz. 1883. S. 332.
13) Partiot, Mémoires sur les sables de la Loire. Ann. des ponts et ch. I. 1876. S. 259.

mit v_m die mittlere Geschwindigkeit und
mit v_s die Geschwindigkeit an der Sohle bezeichnet, annäherungsweise folgende Beziehungen:

$$v_m = 0{,}785\, v_s \qquad v_s = 0{,}75\, v_m.$$

Der französische Ingenieur Sainjon [14]) hat durch Messungen mit dem Woltmanschen Flügel in der Loire gefunden, dass die Sohlengeschwindigkeit etwa dem 0,70 fachen der mittleren Vertikalgeschwindigkeit einer Lotrechten entsprach.

Die Bewegung des Geschiebes [15]) erfolgt durch den Stoss des Wassers auf der zur Strömung senkrechten Projektion der Querschnittsfläche F des einzelnen Kornes.

Dieser Stoss ist $P = \varepsilon F \gamma \cdot \frac{v^2}{2g}$, wenn

γ das spezifische Gewicht des Wassers,
v die Geschwindigkeit des Wassers,
g die Erdbeschleunigung = 9,81 m und
ε einen Beiwert bedeuten.

Letzterer ist nach Eytelwein für die Kugelform $\varepsilon = 0{,}7886$ und nach Sternberg [16]) für die Form des Ellipsoids, dessen kleine Halbachse b halb so gross ist, als die halbe Längsachse a, $\varepsilon = 0{,}8$.

Soll das Geschiebekorn bewegt werden, so muss $P >$ sein als der Widerstand des Kornes W

$$W = r \cdot V \cdot (\gamma_0 - \gamma), \text{ wenn}$$

V das Volumen des Kornes,
γ_0 sein spezifisches Gewicht und
r den Reibungsbeiwert bedeuten. Letzterer wird meistens zu $^1/_2$ angenommen.

Es muss also sein:

$$0{,}8\, F \cdot \gamma \cdot \frac{v^2}{2g} > \frac{V}{2}(\gamma_0 - \gamma)$$

$$\text{oder } v > \sqrt{\frac{V(\gamma_0 - \gamma) \cdot g}{0{,}8\, F \cdot \gamma}}$$

Für ein Ellipsoid ist $F = a \cdot b \cdot \pi$ und $V = \frac{4}{3}\pi \cdot a b^2$ und wenn $\gamma_0 = 2200$ kg angenommen wird, muss sein

$$v > \sqrt{\frac{\frac{4}{3}\pi a b^2 (2200 - 1000) 9{,}81}{0{,}8 \pi a b \cdot 1000}}$$

woraus sich $v > 4{,}43 \sqrt{b}$ ergibt.

Wir haben gesehen, dass der Widerstand eines Geschiebekornes seinem Volumen, d. h. der dritten Potenz seiner Seite, Würfelform angenommen, proportional ist: $W = k\varrho^3$. Dementsprechend ist auch der ganze Sohlenwiderstand von der Korngrösse und dem spezifischen Gewicht des Geschiebes abhängig, aus welchem die Sohle besteht [17]).

---

14) Ann. des ponts et ch. 1871. S. 260.

15) Lechalas, Sur les rivières à fond de sable. Ann. des ponts et ch. 1871. S. 381.

16) Sternberg, Untersuchungen über Längen und Querprofile geschiebeführender Flüsse. Zeitschrift f. Bauw. 1875. S. 485 und ff.

17) Du Boys, Ann. des Ponts et ch. 1879. II. S. 149 u. ff.

Die Schleppkraft des Wassers hängt von seiner Geschwindigkeit, also von dem Gefälle und der Wassertiefe ab. Setzt man die Schleppkraft S gleich der Zunahme an lebendiger Kraft, so ist für einen Wasserfaden von der Masse m

$$S = m \cdot \frac{d\,v}{d\,\tau} = m \cdot g\,J.$$

Die Masse m einer Wassersäule von 1,0 qm Grundfläche und von der Tiefe t ist $= \frac{1000 \cdot t}{g}$.

Demnach ist die Schleppkraft auf 1,0 qm Sohlenfläche $S_1 = 1000 \cdot t \cdot J$ und es wäre S z. B. bei einer Wassertiefe von 3,0 m und einem Gefälle von 1:1000

$$S = 1000 \cdot 3 \cdot 0{,}001 = 3 \text{ kg},$$

bei einem Gefälle 1 : 100 und 2,0 m Tiefe 20 kg, und bei einem Gefälle 1 : 10 und 1,0 m Tiefe schon 100 kg pro qm.

Es ist also die Schleppkraft auf der ganzen Sohlenbreite $S_s = \Sigma \triangle\, b \cdot t \cdot 1000 \cdot J$ oder angenähert $= 1000 \cdot F \cdot J$, wenn F den wasserberührten Querschnitt bedeutet.

Bei gleichförmiger Bewegung des Wassers muss der Zuwachs an lebendiger Kraft vollkommen durch die im Sohlenwiderstand geleistete Arbeit aufgezehrt werden.

Der Sohlenwiderstand eines Kornes war $k\,\varrho^3$, die Schleppkraft auf der von dem Korn bedeckten Sohlenfläche

$$\text{ist } = 1000\,t \cdot J \cdot \varrho^2,$$

also $k\,\varrho^3 = 1000 \cdot t \cdot J \cdot \varrho^2$

$$\varrho = \frac{1000\,t \cdot J}{k} = c \cdot t \cdot J.$$

Also wenn J konstant wäre, so entspräche jeder verschiedenen Tiefe t eine bestimmte Geschiebekorngrösse, welche noch bewegt würde, und es müsste die Korngrösse in einem Gerinne der Tiefe entsprechend sortiert werden. Umgekehrt müsste, wenn t an einer bestimmten Stelle konstant wäre, die Sortierung auch dem wechselnden Gefälle entsprechend erfolgen. Allerdings verhält sich ein von freiem Wasser umgebenes Geschiebekorn ganz anders, als wenn es sich in der Masse anderer Körner befindet und es wächst der Widerstand mit der Dichtigkeit, mit welcher die Geschiebekörner verschiedener Grösse zusammengelagert sind. Denkt man sich an einer Flusstelle einen Beharrungszustand eingetreten, so muss derselbe gestört werden und erneute Bewegung des Geschiebes eintreten, wenn das Gefälle oder die Wassertiefe oder beide sich vergrössern.

Aus dem Obigen folgt, dass eine Sortierung des Geschiebes in der Lotrechten eintreten muss und die Erfahrung lehrt auch, dass das kleinste Geschiebe in den höheren Wasserschichten, das gröbste in den tieferen treibt[18]). Wenn man bei höherem Wasser in Geschiebe führenden Flüssen mit einer Stange in die Sohle stösst, so dringt die Stange in die lockere Sohle mehr oder weniger tief hinein, während man an derselben Stelle bei niedrigem Wasser bemerkt, dass die Oberfläche festliegt. Die lockere Schicht ist um so stärker, je höher der Wasserstand und je gleichmässiger das Geschiebe ist.

Da die Zusammensetzung des Geschiebes eine ausserordentliche Verschiedenheit zeigt, ist man bei dem Mangel an genauem Beobachtungsmaterial heute noch nicht in

---

[18]) Wang, Bewegung des Geschiebes. Österr. Monatsschr. für den öffentlichen Baudienst 1897. S. 75 u. ff.

der Lage, theoretisch die Masse der Geschiebeführung eines Gewässers mit einiger Genauigkeit zu bestimmen, vielmehr ist man bis auf weiteres noch auf Schätzungen angewiesen, wobei anderweitig gewonnene Erfahrungszahlen, die Wassertiefe, das Gefälle, die Wassermenge und die durchschnittliche Korngrösse zu berücksichtigen sind und weitere Anhaltspunkte aus den Peilungen und den daraus zu erkennenden Veränderungen der Querprofile gewonnen werden müssen.

Bei dem Entwurf des Wehres und des Einlaufs hat man dafür zu sorgen, dass möglichst alles Geschiebe von dem Eintritt in den Werkkanal zurückgehalten wird und dass die Geschiebemengen, welche sich vor dem Wehr ablagern, durch Grundablässe ins Unterwasser gespült werden können.

Da die Sinkstoffe in allen Schichten des benetzten Profils bei grösseren Geschwindigkeiten treiben, so ist es nicht möglich, auch diese von dem Eintritt in den Werkkanal gänzlich auszuschliessen. Die Menge der Sinkstoffe nimmt aber mit der Wassertiefe zu und deshalb werden die Einrichtungen am Einlauf so zu treffen sein, dass man bei höheren Wasserständen das in den Werkkanal einzuführende Wasser aus den oberen Schichten entnehmen kann. Kommen Schlick, Sand oder gar Kies in grösseren Mengen in die Turbinen, so ist der Verschleiss derselben ein sehr grosser und es treten häufig Betriebsstörungen ein. Man muss deshalb bei Flüssen mit starker Sinkstoff- und Geschiebeführung für entsprechende Ablagerungsbecken Sorge tragen.

Näheres über diese Massregeln wird im Kapitel III, 2, Werkkanäle mitgeteilt werden, so dass an dieser Stelle darauf verwiesen werden kann.

4. Die Eisbildung.

Der Einfluss, welchen die Eisbildung auf die sekl. Wassermenge im Flusse selbst hat, wird bereits bei den Messungen zur Feststellung dieser Wassermenge berücksichtigt. Auch in offenen Werkkanälen verringert die Eisbildung noch die an den Turbinen verfügbare sekl. Wassermenge; indessen ist dieser Einfluss meistens nicht so bedeutend, dass seine Berücksichtigung nötig wäre.

Bei Geschwindigkeiten im Werkkanal von 1,50 m und mehr findet eine Eisbildung, welche die Oberfläche überspannt, bei den klimatischen Verhältnissen West-Europas nicht mehr statt. In Italien und in Süd-Frankreich hat man, abgesehen von den höheren Lagen über dem Meere in den Alpenländern, auch bei geringeren Geschwindigkeiten von dem Eise Schwierigkeiten nicht mehr zu erwarten. In den nördlichen Gegenden Norwegens und Schwedens, sowie im nord-östlichen Russland liegt die Grenze der Geschwindigkeit, bei welchen offene Werkkanäle nicht mehr zufrieren höher als bei 1,50 m.

Die mehr oder weniger leichte Eisbildung in einem Werkkanal hängt ausser von der Geschwindigkeit auch von der Wassertiefe und der Rauhigkeit seiner Ufer ab. Die rauhen Böschungen begünstigen das Ansetzen der Eiskristalle und geben ihnen einen festeren Halt, so dass sie weniger leicht von dem Stoss des fliessenden Wassers abgerissen werden können. Das Zufrieren einer Kanalstrecke kann erst erfolgen, wenn alle Wasserteilchen auf 0° abgekühlt sind, denn es findet bei schnellfliessendem Wasser eine fortwährende Mischung und ein Auf- und Absteigen der einzelnen Wasserfäden statt. Dieser Zustand der Abkühlung wird bei schnell fliessendem Wasser und grösserer Wassertiefe schwer erreicht, überdies werden auch die sich bildenden Eiskristalle durch die Bewegung immer wieder durcheinander gewirbelt, so dass sich Eisflächen nicht bilden können.

Wenn ein Zufrieren eines Werkkanals zu erwarten ist, so muss man bei der Ausbildung des Profils darauf Rücksicht nehmen, dass die Uferbefestigung den zerstörenden Wirkungen der Eisbildung Widerstand leisten kann.

Von besonderer Wichtigkeit ist es aber, dafür zu sorgen, dass beim Aufbruch des Eises im Flusse durch entsprechende Massregel am Wehr und am Einlauf das schwimmende Eis von dem Eintritt in den Werkkanal zurückgehalten und in das Unterwasser abgeführt wird. Findet Eisbildung auch im Werkkanal selber statt, so ist besonders bei der Aufstellung des Rechens vor den Druckkammern oder Turbinenkammern darauf Bedacht zu nehmen, dass Verstopfungen der freien Durchflussflächen in grösserem Umfange nicht vorkommen können.

Ebenso wichtig als die Beseitigung des schwimmenden Stückeises, ist diejenige des Grundeises. Bildet sich Grundeis im Flusse, so ist es meistens nicht möglich, dasselbe von dem Eintritt in den Kanal vollständig zurückzuhalten. Um so wichtiger ist es darum aber, entsprechende Vorrichtungen an den Druckkammern oder Turbinenkammern zu treffen. Mit Rücksicht auf die Eisbildung kann unter Umständen ein teuereres Kanalprofil im Tunnel oder mit einer künstlichen Decke dem billigeren offenen Profil vorzuziehen sein. Auch wird man, wo Eisbildung zu befürchten ist, schmale, glattwandige und tiefe Kanalprofile den breiten, rauhen und flachen vorziehen. (Vergl. Kap. III, 2, Werkkanäle.)

5. Die sekundliche Wassermenge.

Ungleich schwieriger, als die bisher besprochenen Vorarbeiten ist die Feststellung der sekl. Wassermenge. Die meisten älteren hydrometrischen Beobachtungen waren wesentlich von den Gesichtspunkten der landwirtschaftlichen Interessen, der baulichen Unterhaltung und der Verhütung von Hochwasserschäden gemacht. Es kam hier vielmehr darauf an, die gemittelten Niedrigwasserstände, die Mittelwasserstände im Durchschnitt eines Jahres oder einer Pentade oder Dekade und schliesslich die höchsten Wasserstände kennen zu lernen, aber weniger auf die Zeitdauer, während welcher die einzelnen Wasserstände vorhanden gewesen waren. Bei der heutigen Entwickelung des Verkehrs und des Konkurrenzkampfes muss aber ein Gewerbetreibender, welcher sich eine Wasserkraft für seinen Betrieb ausbauen, oder von einer grösseren Anlage seine Kraft beziehen will, mit möglichster Sicherheit wissen, auf wieviel Kraft und für welche Zeit er darauf rechnen kann. Wenn man mit genügender Genauigkeit den Umfang und die Dauer eines Kraftmangels vorausbestimmen kann, so lassen sich Mittel und Wege finden, um dem Übelstand, der in dem Kraftmangel liegt, die Schärfe zu nehmen; wenn aber ein Gewerbetreibender oder Industrieller grössere Bestellungen auszuführen hat und ihm unerwartet die Kraft fehlt, so können ihm Schädigungen entstehen, welche viel grösser sind, als der Gewinn durch die billigere Wasserkraft. Es ist deshalb anzustreben, dass eingehende hydrometrische Messungen an allen Wasserläufen, welche für Kraftzwecke in Frage kommen, möglichst von Staats wegen gemacht werden und dass feste Grundsätze, sowohl für die Beobachtungen, als auch für die Veröffentlichung der gewonnenen Ergebnisse, aufgestellt werden, nach denen möglichst einheitlich für alle Beobachtungsstellen eines Staates vorzugehen ist. Aber nicht allein das: wenn irgend möglich sollte auch eine internationale Verständigung über eine gleichmässige Bezeichnung der einzelnen charakteristischen sekl. Wassermengen, sowie über die Methode der Beobachtungen und über die Veröffentlichungen ihrer Ergebnisse erstrebt werden. Es verlohnt sich auch sehr der Mühe, alle Privatinteressenten zur Mitarbeit heranzuziehen.

Die Zahl der ausgebauten Wasserkräfte in Deutschland, Frankreich, Italien, Österreich-Ungarn, Schweiz, Schweden und Norwegen ist zusammen bereits eine sehr grosse und wächst von Jahr zu Jahr. Wenn man auch nur von 10% der Wasserkraftanlagen dieser Länder nach denselben Gesichtspunkten vorgenommene Beobachtungen in einer gleichmässigen Form veröffentlichte, so müsste es gelingen, daraus mit ungleich grösserer Sicherheit, als es aus dem bis heute bereits vorliegenden dürftigen Material möglich ist, Schlüsse auf die jährlichen Abflussmengen und auf die sekl. Wasser mengen pro qkm Vorflutgebiet für neu zu projektierende Anlagen zu ziehen. Die Begriffe „Niedrigwasser" (N.W.), „Mittelwasser" (M.W.), „Hochwasser" (H.W.) sind in ihrer Bedeutung meistens nicht scharf genug charakterisiert. Mit der am häufigsten angegebenen, durchschnittlichen mittleren sekl. Jahreswassermenge allein kann der Ingenieur, welcher die Vorarbeiten für eine Wasserkraft zu machen hat, noch wenig anfangen. Gewiss, wenn er Talsperren anlegen, oder vorhandene Seen regulieren will, um darin Wasser aufzuspeichern, so muss er u. a. auch die mittlere sekl. Wassermenge, welche ihm die Jahreswassermenge gibt, kennen. Aber in den meisten Fällen handelt es sich um die Ausnützung von fliessendem Wasser, und *in der Mehrzahl der Flüsse wird die mittlere sekl. Wassermenge, welche den Jahresdurchschnitt darstellt, in zwei Drittel des Jahres nicht erreicht, dagegen in einem Drittel des Jahres erheblich überschritten werden.*

Eine kurze Unterbrechung oder Einschränkung der Kraftlieferung wird in vielen gewerblichen und industriellen Unternehmungen erträglich sein und desto mehr, mit je mehr Sicherheit man den Eintritt des Wassermangels, oder den Eintritt derjenigen *höheren* Wasserstände, welche das durch *den Stau* gewonnene Gefälle ganz oder zum Teil aufheben, kennt. Man braucht also mit der allerkleinsten Kraftmenge nicht zu rechnen; aber man wird die *Zahl der Tage festzusetzen haben, an welchen eine gewisse verfügbare Kraft nicht unterschritten werden soll.* Es ist natürlich, dass diese Zahl je nach der Art der Verwendung der gewonnenen Kraft verschieden bemessen werden kann; indessen im Durchschnitt kann man nach den vorliegenden Erfahrungen sagen, dass eine *zehntägige Unterbrechung* oder vielmehr Einschränkung der Kraftlieferung im Jahre, als ein Zustand angesehen wird, mit welchem sich die Kraftabnehmer ohne Schwierigkeiten abzufinden vermögen. Es kann bekanntlich der Kraftmangel eintreten durch starke Gefällabnahme bei H.W. oder durch Verringerung der Wassermenge bei N.W. In der grossen Mehrzahl der Fälle wird es an solchen Neuanlagen, bei denen die durch Stau zu gewinnende Druckhöhe *bei H.W. stark abnimmt,* auf Grund richtiger und gründlicher Vorarbeiten möglich sein, das Projekt so aufzustellen, dass durch Vermehrung der sekl. Wassermenge in den Turbinen bei H.W. noch diejenige Kraftmenge gewonnen wird, welche bei *kleinster* sekl. *Wassermenge* zur Verfügung steht. Es genügt daher in der Regel für die Ermittelung der ständig verfügbaren Kraftmenge die Kenntnis der kleinsten sekl. Wassermenge und es wird nach dem oben Gesagten zweckmässig sein, möglichst einheitlich für alle Vorarbeiten zur Kraftgewinnung:

1. *als kleinste sekl. Wassermenge eines Jahres diejenige zu bezeichnen, welche an nicht mehr als 10 Tagen unterschritten, also an 355 Tagen des Jahres vorhanden ist und als kleinste sekl. Wassermenge für die Wasserkraft überhaupt, die 355tägige sekl. Wassermenge des trockensten Jahres der Beobachtungsperiode.*

Bei den meisten Wasserkräften des Flach- und Berglandes, also z. B. bei den meisten Wasserkräften Nord- und Westdeutschlands, selbst auch bei denen, welche durch

Seen oder künstliche Stauanlagen reguliert werden, wird zur wirtschaftlich günstigsten Ausnützung der Wasserkräfte eine Reserve in Wärmekraftmaschinen unentbehrlich oder doch zweckmässig sein, weil auf mehrere Monate das Wasser stark zurückgeht, die Abnehmer aber meistens ständige Kraft verlangen und dafür auch höhere Preise pro Einheit zahlen können, als wenn ihnen ein längerer und womöglich nicht einmal in zusammenhängenden Perioden, sondern wiederholt im Jahre auftretender Kraftausfall zugemutet wird. Es würden aber im Durchschnitt der Fälle die Anlagekosten und Betriebskosten zu gross werden, wenn man diese Reserve für mehr als den 90tägigen Wassermangel einrichten und länger als 3 Monate oder 90 Tage im Jahre mitlaufen lassen müsste. Deshalb werden die Reserven in Wärmeantriebmaschinen meistens so einzurichten sein, dass man die 355tägige Wasserkraft auf die neunmonatliche ergänzen kann, und es empfiehlt sich daher als eine weitere charakteristische Wassermenge diejenige anzusehen, welche an mindestens 275 Tagen eines Jahres vorhanden ist. Es möge dieselbe

2. als neunmonatliche sekl. Wassermenge bezeichnet werden.

Nicht selten gibt es aber auch Industrien oder sonstige Abnehmer, welche die nur 6 Monate im Jahre vorhandenen Wasserkräfte noch mit wirtschaftlichem Nutzen verwenden können, wie z. B. Holzschleifereien etc. Wenn, um ein anderes Beispiel zu nennen, die höheren Wasserstände regelmässig im Herbst und Winter von Oktober bis April eintreten, wo besonders der Lichtbedarf stärker ansteigt, so kann unter Umständen eine sechsmonatliche Kraft hierfür noch nutzbringend verwendet werden, ohne dass man für dieselbe eine Dampfreserve nötig hätte. Deshalb würde als eine dritte charakteristische Wassermenge in cbm/sek. ausgedrückt, diejenige anzusehen sein, welche an mindestens 180 Tagen vorhanden ist. Hierfür soll die Bezeichnung gewählt werden:

3. sechsmonatliche sekl. Wassermenge.

Schliesslich versteht es sich von selbst, dass man zwar nicht für die Ermittelung der Kraftleistung, wohl aber für den Entwurf aller Bauwerke

4. die grösste sekl. Wassermenge

mit möglichster Sicherheit zu ermitteln hat.

Vorgreifend sei hier bemerkt, dass, wenn man den Wert einer ständigen Wasserkraft, d. h. einer solchen, welche an mindestens 355 Tagen des Jahres verfügbar ist, pro PS_e mit a bezeichnet, die neunmonatliche Kraft im Durchschnitt nur den Wert von $^1/_2$ a und die sechsmonatliche Kraft den Wert von $^1/_4$ a besitzt, denn abgesehen davon, dass die Jahresleistung pro Einheit um $^1/_4$, bezw. $^1/_2$ abnimmt, verteilen sich auch die Kosten für Verzinsung und Tilgung der Anlage, welche unabhängig von der Benutzungsdauer sind, und die Aufwendung für Unterhaltung und Erneuerung, welche nur zum Teil abhängig von der Benutzungsdauer sind, auf eine kürzere Zeit, fallen also pro Einheit und Jahr höher aus (vergl. § 5 Die wirtschaftlichen Vorarbeiten).

Der Wert einer Wasserkraft wächst auch mit der Zuverlässigkeit der zur Verfügung stehenden Wasserbeobachtungen. Wenngleich sich für die meisten Wasserläufe eine charakteristische Jahreskurve der sekl. Wassermengen feststellen lässt, so kommen doch in den einzelnen Jahren sehr erhebliche Schwankungen vor und das Beobachtungsmaterial wird deshalb um so wertvoller, je mehr Jahre es umfasst. Je sicherer man den Eintritt der verschiedenen sekl. Wassermengen voraussagen kann, um so mehr können sich die Konsumenten darauf einrichten und um so leichter ist es, überhaupt Konsumenten zu finden und angemessene Preise zu erzielen. Nichts wirkt so hindernd

beim Anwerben von Abnehmern und beim Heranziehen neuer Industrien, als die Unsicherheit über die Zeit und Grösse der verfügbaren Kraft. Um diese Unsicherheit auszuschalten, muss man deshalb oft zu dem Notbehelf der Reserve von Wärmekraftmaschinen greifen.

Der Wert einer Wasserkraft steigt ferner mit der Regelmässigkeit, mit welcher die Perioden von niedrigen und höheren Wasserständen aufeinander folgen und mit der Seltenheit des Wechsels zwischen höheren und niedrigeren Wasserständen. In den Flüssen der Alpenländer, soweit sie aus den Gletscher- und Schneeregionen gespeist werden, tritt in der Regel N.W. nur im Winter und zwar in ganz bestimmten Monaten auf, während man für den ganzen Rest des Jahres, der Regel nach, auf höhere Wasserstände rechnen kann.

Bei den Wasserläufen des Flach- und Berglandes sind die Schwankungen häufiger und man muss im allgemeinen sowohl im Winter, als auch ein- oder mehrmals im Sommer oder Herbst mit niedrigen Wasserständen rechnen, was natürlich den Betrieb erschwert.

Für die Ordnung und Darstellung des gewonnenen Beobachtungsmaterials ist es zweckmässig, das trockenste Jahr, das nasseste Jahr und das Mittel aus allen beobachteten Jahren während der Zeitdauer der Beobachtungen graphisch oder tabellarisch darzustellen. Nun könnte ein Zweifel entstehen, welches Jahr von einer Reihe von Vergleichungsjahren als das nasseste oder trockenste zu bezeichnen ist. Das einfachste und eindeutigste Unterscheidungsmerkmal wäre die Jahreswassermenge. Aber es kann recht gut ein Jahr eine grosse Jahreswassermenge aufweisen und doch kleinere 355 tägige und neunmonatliche sekl. Wassermengen zeigen, als ein anderes Vergleichsjahr mit kleinerer Jahreswassermenge. Für unsere Zwecke sind aber die charakteristischen sekl. Wassermengen viel wichtiger, als die Jahreswassermengen und deshalb empfiehlt es sich, die ersteren als Merkmale zur Bestimmung des nassesten und trockensten Jahres zu wählen und zwar in erster Linie die 355 tägige und die neunmonatliche sekl. Wassermenge, weil diese die wichtigsten sind. Kommt der Fall vor, dass ein Jahr zwar das kleinste 355 tägige Wasser hat, aber nicht das kleinste neunmonatliche Wasser, so würde man am zweckmässigsten doch das Jahr mit dem kleinsten 355 tägigen Wasser als das trockenste auftragen und die absolut kleinsten Werte anderer Jahre für das neunmonatliche oder sechsmonatliche sekl. Wasser mit Zahlen in das Wassermengenprofil dieses Jahres einschreiben.

Sind kleinste oder grösste sekl. Wassermengen aus früherer Zeit bekannt, welche nach Zahl der cbm/sek. und der Zeitdauer die gewonnenen Beobachtungsresultate unter- oder überschreiten, so sind auch diese Daten mit einzuschreiben. Bei graphischer Darstellung erreicht man die grösste Deutlichkeit, wenn man die Wasserstände und die ihnen entsprechenden sekl. Wassermengen nicht in ein und demselben Profil, sondern in getrennten Profilen aufträgt und die einzelnen Jahre durch verschiedene Farben oder Schraffur oder auf andere Weise kenntlich macht. Es empfiehlt sich aber jedenfalls die Masstäbe für die Zeit (Tage) gleich zu wählen und die Profile der leichteren Übersicht wegen untereinander anzuordnen. Die Horizontale wird entsprechend der Zahl der Jahrestage mit 0 beginnend in 365 Teile eingeteilt, die 366 Vertikalen in passenden, nicht zu kleinen Masstäben in cbm/sek. für die Wassermengen und in m oder cm für die Wasserstände.

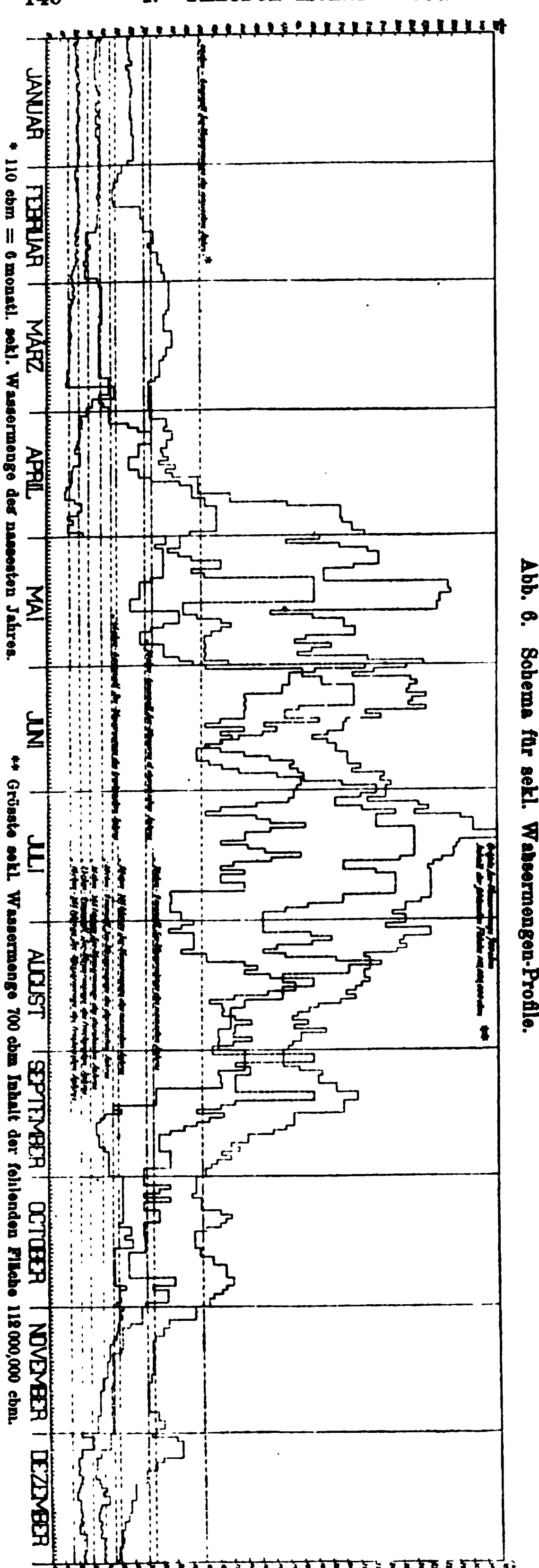


Abb. 6. Schema für sekl. Wassermengen-Profile.

Je kleiner das Vorflutgebiet der beobachteten Flusstrecke ist, um so grössere Schwankungen in den Wasserständen und den sekl. Wassermengen eines Tages sind zu erwarten. Andererseits handelt es sich bei kleinen Vorflutgebieten, von Hochfluten abgesehen, auch immer nur um verhältnismässig kleine sekl. Wassermengen und man muss deshalb auch kleinere Unterschiede mit berücksichtigen. Es empfiehlt sich daher, den Masstab der Längen (Zeit) und der Höhen (Wasserstände und sekl. Wassermengen) um so grösser zu wählen, je kleiner das Vorflutgebiet ist. Auf ausnahmsweise hohe Spitzen bei Hochfluten braucht man bei der Wahl des Masstabes keine Rücksicht zu nehmen; man kann vielmehr die Spitzen abbrechen und die Höchstzahl der cbm/sek. sowohl, als der Gesamtabflussmenge der betreffenden Hochflut, soweit sie im Profil nicht zur Darstellung kommen, in Zahlen daneben schreiben. Für beobachtete Hochfluten wird man überdies immer besondere Profile in passendem Masstabe aufzutragen haben. Bei kleineren Vorflutgebieten ist es ferner ratsam, den Tag in acht, sechs oder drei Teile zu zerlegen und stärkere Schwankungen des Wasserstandes eines Tages an den entsprechenden Teilungslinien aufzutragen. Man gewinnt die Kenntnis dieser Schwankungen durch selbstzeichnende Wasserstandsmesser.

Bei grösseren Vorflutgebieten genügt es dagegen meistens, die einmaligen Beobachtungen des Wasserstandes eines Tages in der Mittellinie desselben aufzutragen und die so gewonnenen Punkte gradlinig zu verbinden. Bei Verwendung selbstzeichnender Wasserstandsmesser würde man das gerechnete Mittel auftragen. Auf diese Weise stellen die Wasserstandsprofile Zickzack-Linien dar. Die sekl. Wassermenge trägt man am besten als Tagesmittel in der vertikalen Mittellinie des betreffenden Tages auf und verbindet je zwei Tagesver-

tikalen durch eine Horizontale. Auf diese Weise erscheinen die sekl. Wassermengenprofile als treppenförmige Linien. Aus einer solchen graphischen Darstellung der sekl. Wassermengen (vergl. Abb. 6) lässt sich auch die Gesamtwassermenge eines Jahres oder einer kürzeren Zeitperiode ermitteln, welche man u. A. für Sammelbecken kennen muss. Wenn man z. B. den Tag mit 3 mm und den cbm/sek. mit 2 mm aufträgt, so entsprechen 6 qmm einer Gesamtabflussmenge von 86400 cbm. Durch Planimetrierung der gesamten Fläche des Wassermengenprofils eines Jahres in qmm und Multiplikation mit 14400 würde man demnach die Jahreswassermenge in cbm erhalten.

Aus einer solchen Tafel ist dann zweckmässigerweise eine zweite Tafel, nämlich die der Dauerlinien der verschiedenen sekl. Wassermengen zu ermitteln und aufzutragen (vergl. Abb. 7) und zwar gleichfalls für das trockenste, für das nasseste und für das mittlere Jahr. Die Horizontale ist bei dieser Tafel wiederum in 365 Teile, den Tagen entsprechend einzuteilen, die Vertikalen in cbm/sek.

Auf Grund solcher graphischen Darstellungen lassen sich dann die gesamten Wasserzufluss-Verhältnisse schnell und klar übersehen, und man kann unter Berücksichtigung der besonderen Umstände des für die zu gewinnende Kraft in Betracht kommenden Verwendungsgebietes diejenige sekl. Wassermenge auswählen, für welche man zweckmässigerweise den Ausbau vorzunehmen hat. In der Regel wird es, der Kosten wegen, nicht verlohnen, eine grössere Wassermenge als das sechsmonatliche sekl. Wasser zugrunde zu legen. Aus der Dauerlinientafel lässt sich schliesslich auch unter Berücksichtigung der bei den verschiedenen sekl. Wassermengen festgestellten Druckhöhen, die Jahresleistung der Wasserkraft für die Rentabilitätsberechnung ermitteln. Vergl. § 5. Die wirtschaftlichen Vorarbeiten.

Nachdem so die Ziele gekennzeichnet sind, welche durch die technischen Vorarbeiten erreicht werden sollen, fragt es sich nun, wie man zu ihnen gelangt.

In allen Kulturländern werden schon seit längerer Zeit an den Wasserläufen, welche für Kraftzwecke in Frage kommen, Beobachtungen der Wasserstände gemacht. Es hat sich aber doch oft herausgestellt, dass die älteren Beobachtungen für unsere Zwecke nicht genügend zuverlässiges Material darbieten. Erst als im Anfang der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts das Interesse an der wirtschaftlichen Ausnützung der Wasserkräfte reger und allgemeiner wurde, ist bei den Wasserbeobachtungen dieser Gesichtspunkt mehr berücksichtigt worden.

In Preussen sind zusammenhängende Darstellungen herausgegeben:

1. der Oder mit allen Nebenflüssen von dem Bureau des Wasserausschusses[19]),
2. der Memel, des Pregel und der Weichsel mit allen Nebenflüssen vom Geh. Baurat Keller im Auftrage des Wasserausschusses,
3. des Rheins von einer besonders hierfür gebildeten Kommission,
4. der Elbe von der Elbstrombauverwaltung unter Mitwirkung des Wasserausschusses und der beteiligten Uferstaaten,
5. der Weser und der Ems vom Geh. Baurat Keller im Auftrage des Wasserausschusses.

Die einzelnen Strombücher umfassen jedes mehrere Bände und Kartenwerke, sowie Tabellen und es werden in ihnen sehr gute und brauchbare Angaben über Grösse, Höhenlage, Bodenarten, Bedeckung der Bodenflächen, Klima und Regenhöhe des Vor-

[19]) Das technische Bureau des sogenannten Wasserausschusses wurde für Preussen besonders aus Anlass der verschiedenen Hochwasserkatastrophen eingerichtet und mit dem speziellen Studium der Ursachen und der Mittel zur Verhütung derselben beauftragt.

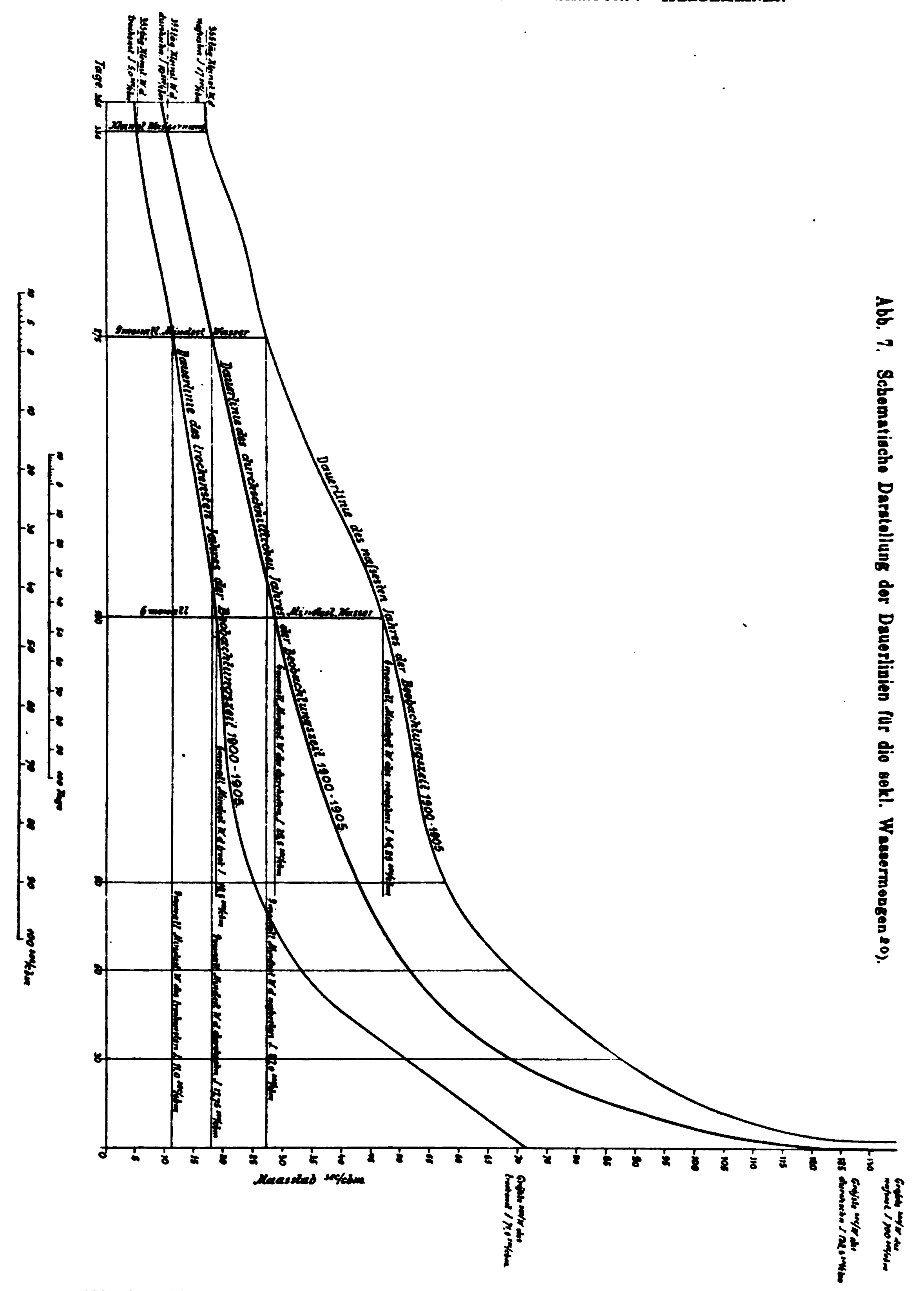


Abb. 7. Schematische Darstellung der Dauerlinien für die sekl. Wassermengen [20].

[20]) In vielen Fällen beginnen und endigen die Dauerlinien mit scharfem Richtungswechsel mehr tangential zu den Vertikalen.

flutgebietes, Längen- und Querprofile der Wasserläufe, sowie der Wasserstände und Wassermengen mit besonderer Berücksichtigung der Hochfluten, gegeben.

Gewiss enthalten die Strombücher bereits sehr wertvolle Angaben über Wasserstände und sekl. Wassermengen und auch über die Dauer, während welcher die einzelnen Wasserstände angehalten haben, aber sie beziehen sich hauptsächlich auf den Hauptstrom und die grösseren Nebenflüsse. Das älteste Strombuch ist dasjenige der Oder, das neueste dasjenige der Weser und Ems und in letzterem findet man für Wasserkraftanlagen schon erheblich mehr Auskünfte, als in den älteren Werken. Immerhin wird der Ingenieur, welcher die Vorarbeiten für eine Wasserkraft zu machen hat, für die kleineren Nebenflüsse, auf welche es hier besonders ankommt, aus den bisher erschienenen Strombüchern nur selten ein genügend genaues Bild der Wasserverhältnisse seines Einzelfalles entnehmen können.

Seit dem 1. April 1902 ist der frühere Wasserausschuss für Preussen in eine „Landesanstalt für Gewässerkunde" umgewandelt worden, welche u. A. die Aufgabe hat, die Lücken in den bisher vorliegenden Angaben über die Wasserverhältnisse der Flüsse auszufüllen[21]).

---

21) Die Denkschrift, welche als Anlage des Haushaltsentwurfs der Bauverwaltung 1902 dem preussischen Landtage mitgeteilt wurde und welche die Aufgaben dieser Landesanstalt festlegt, hat folgenden Wortlaut:

Eine zuverlässige und erschöpfende Gewässerkunde ist die notwendige Grundlage für die Einrichtung einer zweckmässigen, sowohl die Wassernützung, als auch die Wasserabwehr umfassenden Wasserwirtschaft. Es müssen deshalb die für den Abflussvorgang der Ströme, Flüsse und Bäche massgebenden Verhältnisse genau, und zwar nach einheitlichen Grundsätzen erforscht werden.

In dieser Erkenntnis sind sowohl in anderen Bundesstaaten, nämlich in Baden, Württemberg und Bayern, als auch im Auslande, wie in Österreich-Ungarn, Italien, entsprechende Einrichtungen getroffen worden. In Preussen sind bisher die Arbeiten zur Förderung der Gewässerkunde durch die Beamten der allgemeinen Bauverwaltung und Meliorations-Bauverwaltung ausgeführt worden. An den schiffbaren Flüssen sind schon seit vielen Jahren durch Einrichtung der erforderlichen Pegel und ihre Beobachtung, durch Aufnahme von Stromkarten, sowie durch nivellitische und hydrometrische Arbeiten wertvolle Unterlagen für die Gewässerkunde beschafft worden. Auch hat die zur allgemeinen Verfügung des Ministers der öffentlichen Arbeiten und des Ministers für Landwirtschaft vom 22. Januar 1889 den Strombauverwaltungen, denen hierdurch u. a. die Beobachtung und Untersuchung der Hochwasserverhältnisse übertragen ist, Anlass zur sorgfältigen Bearbeitung jener Unterlagen als Hilfsmittel zur Kenntnis des Abflussvorganges und zur Voraussage der Wasserstände geboten. So enthalten z. B. die von der Elbstromverwaltung in Gemeinschaft mit den Elbuferstaaten herausgegebenen hydrologischen Jahrbücher wichtige Beiträge für die Gewässerkunde des ganzen Elbstromgebietes. Für die nicht schiffbaren Gewässer war bei den bisherigen Arbeiten eine vom Minister für Landwirtschaft im Jahre 1892 erlassene Anweisung, wonach für die verschiedenen Flussgebiete Wasserbücher und Wasserkarten aufzustellen sind, massgebend. Hiernach sind bisher 42 Wasserbücher ganz und 42 andere teilweise fertiggestellt worden.

Es fehlte aber an einer Zentrale für die einheitliche Leitung, Sammlung und Bearbeitung der von den beiden Beamtengruppen gelieferten Arbeiten. Dieser Mangel wurde bis jetzt noch wenig fühlbar, weil das Bureau des Wasserausschusses, der durch Allerhöchsten Erlass vom 28. Februar 1892 zur Untersuchung der Wasserverhältnisse in den der Überschwemmung ausgesetzten Flussgebieten eingesetzt worden ist, einen Teil der Aufgaben erfüllt hat, für welche eine Zentralstelle notwendig ist.

Da aber der Wasserausschuss seine eigentlichen, ihm durch den Allerhöchsten Erlass übertragenen Arbeiten im Laufe des nächsten Jahres vollenden wird, steht seine Auflösung im kommenden Etatsjahre voraussichtlich bevor. Es wird deshalb jetzt die Einrichtung einer Zentralstelle von der Staatsregierung für dringend notwendig erachtet und es ist in Aussicht genommen, sie unter der Bezeichnung „Landesanstalt für Gewässerkunde" zum 1. April 1902 zu eröffnen.

Die nächste Aufgabe dieser Landesanstalt wird bestehen in der Sammlung, einheitlichen Bearbeitung und Ergänzung der Beobachtungen über den Abflussvorgang bei schiffbaren und nicht schiffbaren Gewässern, sowie Ermittlung der dafür massgebenden Verhältnisse (Wasserstand, Abflussmengen, Eis- und Hochwassererscheinungen, Zusammenhang von Niederschlag, Verdunstung, Versickerung und

Räumlich dehnt sich das Arbeitsgebiet auf alle Gewässer Norddeutschlands aus, was dadurch ermöglicht ist, dass die beteiligten Bundesstaaten sich bereit erklärt haben, ihrerseits der Landesanstalt alle erforderlichen Unterlagen zur Verfügung zu stellen und sich an den Kosten der Landesanstalt zu beteiligen.

Durch den Runderlass vom 26. Oktober 1902 ist den Provinzialbehörden eine Geschäftsanweisung der Landesanstalt mitgeteilt und verfügt worden, dass der Leiter der Anstalt zur Erleichterung und Vereinfachung des Geschäftsverkehrs wegen Mitteilungen von Pegelbeobachtungen, Wassermengen und sonstigen Angaben aus dem Gebiete der Gewässerkunde mit den in Frage kommenden Provinzial- bezw. Lokalbehörden der allgemeinen Bauverwaltung und der Meliorations-Bauverwaltung in unmittelbare Verbindung treten, sowie alle zur etwaigen Aufklärung über die vorgenannten Gegenstände notwendigen Rückfragen gleichfalls durch unmittelbaren Verkehr mit den beteiligten Dienststellen direkt erledigen kann.

---

offenen Abfluss, Grundwasserbewegung und Quellenbildung, Durchlässigkeitsverhältnisse, Einwirkung der Bodenbedeckung, Geschiebe und Sinkstoffführung u. a. m.).

Von gleicher Bedeutung ist die zweite Aufgabe der Landesanstalt für Gewässerkunde, nämlich die Verwertung der Untersuchungsergebnisse durch Veröffentlichung und durch Mitwirkung bei der Lösung wasserwirtschaftlicher Fragen aller Art. Die kritisch bearbeiteten Ergebnisse der Untersuchungen sollen in Jahrbüchern veröffentlicht werden, die ausserdem in Tabellen und bildlichen Darstellungen mitgeteilten, regelmässigen Beobachtungsergebnisse zusammenfassende, von den Beamten der Landesanstalt bearbeitete Abhandlungen aus dem Bereiche der Gewässerkunde bringen. Es erstrecken sich diese Abhandlungen auf alle Fragen, die in dem bereits erschienenen, hydrographisch-wasserwirtschaftlichen Darstellungen der preussischen Ströme berührt worden sind und bilden somit eine stetige Ergänzung dieser Werke. Im Zusammenhange mit ihnen sollen die Jahrbücher als zuverlässige, von jedem Sachverständigen zu verwertende Quelle für die Bearbeitung wasserwirtschaftlicher Aufgaben aller Art dienen.

Die Landesanstalt soll den Ressorts der Minister der öffentlichen Arbeiten und für Landwirtschaft, Domänen und Forsten zur Verfügung stehen, sodann aber auch bei wasserwirtschaftlichen Fragen anderer Ressorts durch Abgabe von Gutachten mitwirken, besonders bei den Fragen der Ausnützung von Wasserkräften durch Talsperren und Sammelbecken, der Zulässigkeit des Einlassens von Schmutzwasser in fliessende Wasserläufe usw. Aufträge zur Erstattung von Gutachten werden von den Ministern der öffentlichen Arbeiten und für Landwirtschaft, Domänen und Forsten gemeinsam erteilt.

Die Landesanstalt ist keine besondere Behörde, sie bildet vielmehr ein Bureau im Ministerium der öffentlichen Arbeiten, in dessen Etat die erforderlichen Mittel aufgebracht werden, und ist eine gemeinschaftliche Einrichtung dieses Ministeriums und des Ministeriums für Landwirtschaft, Domänen und Forsten. Von diesen beiden Ministerien ressortiert ihre gesamte Verwaltung.

Die Leitung der Anstalt soll einem wasserbautechnischen, vortragenden Rate des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten übertragen werden, dem als Abteilungsvorsteher zwei Regierungs- und Bauräte des Wasserbaufachs und als weitere Mitarbeiter zwei — im Stellen- und Besoldungsrange der Bauinspektoren stehende — wissenschaftliche Hilfsarbeiter zugeteilt werden.

Ferner sind ein expedierender Sekretär und Kalkulator und für die technischen Arbeiten mehrere besonders geschulte, mittlere technische Beamte erforderlich. Zunächst sollen als ständige Beamte zwei technische Revisoren angestellt werden. Die übrigen technischen Hilfskräfte sind von den Provinzialbehörden der allgemeinen Bauverwaltung und der Meliorations-Bauverwaltung heranzuziehen und kommissarisch zu beschäftigen.

Die Berufung zur Leitung der Landesanstalt erfolgt gemeinschaftlich durch die Minister der öffentlichen Arbeiten und für Landwirtschaft, Domänen und Forsten. Ebenso wird von ihnen über die Besetzung der sonstigen etatmässigen Stellen und die Heranziehung von Provinzialbeamten als Hilfsarbeiter gemeinschaftlich Verfügung getroffen.

(Folgen Mitteilungen über die Verteilung der Kosten auf die in Betracht kommenden Titel des Haushaltsplanes.)

Für die ausserhalb Deutschlands gelegenen Teile des Memel-, Weichsel-, Oder- und des Elbegebietes werden voraussichtlich die von den Nachbarstaaten gemachten Beobachtungen zur Verfügung gestellt und jedenfalls die einschlägigen Veröffentlichungen des Auslandes benutzt werden. Eine

Im Jahre 1904 wurde das erste Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands von der preussischen Landesanstalt und zwar über das Abflussjahr 1901 herausgegeben, und voraussichtlich werden bis Schluss des Jahres 1906 bereits die Jahrbücher für die Abflussjahre 1902 und 1903 folgen. Das erste Jahrbuch enthält:

1. Allgemeine Übersichten über die Witterungs- und Wasserstandsverhältnisse aller Stromgebiete.
2. Mitteilungen über Grösse, Witterungs-, Niederschlags- und Eisverhältnisse der einzelnen Vorflutgebiete.
3. Verzeichnis der Pegelstellen.
4. Wasserstandsbeobachtungen und zwar:
   Tägliche Wasserstände,
   Hauptzahl der Wasserstände,
   Häufigkeit der Wasserstände.
5. Wassermengenmessungen.
6. Gefällaufnahmen.
7. Nachweisung von Querschnittsaufnahmen,
   Beobachtung der Wassertemperatur und
   Grundwasserstandsbeobachtungen.

Dem grossen Bande des Jahrbuches sollen einzelne Veröffentlichungen in zwangloser Reihe folgen. Diese erste Veröffentlichung stellt jedenfalls bereits gegenüber den früheren Mitteilungen in den Strombüchern für unsere Zwecke einen grossen Fortschritt dar. Was die Messungen der sekl. Wassermengen betrifft, so beziehen sich die Mitteilungen auf alles verfügbare Material der Vorjahre, soweit es nicht schon in den Strombüchern gesammelt vorlag. Es ist zweifellos sehr wertvoll, dasselbe in übersichtlicher Weise geordnet zu haben. Aber für die meisten Wasserläufe, welche für Kraftzwecke hauptsächlich in Frage kommen, genügt ebensowenig wie die Zahl der Messtellen, diejenige der mitgeteilten direkten Wassermengenmessungen, da diese sich hauptsächlich auf die grösseren Wasserläufe beziehen. Der Einfluss der Landesanstalt auf die Methode und Anzahl der Wasserbeobachtungen konnte sich noch nicht geltend machen. Es ist aber beabsichtigt, dass die Landesanstalt auf methodische Verteilung der Messtellen und die einheitliche Ausführung der Messungen nach bestimmten Grundsätzen hinwirkt. Man darf daher hoffen, dass man in Preussen nach einem Zeitraum von etwa weiteren zehn Jahren für viele Wasserläufe, welche für unsere Zwecke in Frage kommen, vollständige Auskünfte aus den Veröffentlichungen der Landesanstalt für Gewässerkunde wird holen können.

Änderung der für die Bearbeitung der Hochwasserbeobachtungen im Rheingebiet getroffenen Anordnungen (Bearbeitung durch das badische Zentralbureau für Hydrographie) wird einstweilen nicht beabsichtigt. Nach dem Vorgange dieser Anordnungen sind aber für die ausserpreussischen Teile der Elbe und Weser (einschliesslich der Werra) mit den beteiligten Bundesstaaten Verhandlungen darüber eingeleitet, dass die wesentlichen Beobachtungen nach gleichen Grundsätzen wie in Preussen vorgenommen und der Landesanstalt für Gewässerkunde zur Bearbeitung überwiesen werden.

Alle beteiligten Bundesstaaten haben sich hierzu bereit erklärt und werden die durch die Beobachtungen in ihrem Gebiet entstehenden Kosten tragen. Ausserdem werden diejenigen Bundesstaaten, welche ein grösseres Interesse an der Tätigkeit der Anstalt haben, auch einen Teil der allgemeinen Kosten übernehmen.

Die Leitung der Anstalt wurde dem vortragenden Rat im Ministerium der öffentlichen Arbeiten, Geheimen Baurat H. Keller, übertragen, der seit Einsetzung des technischen Bureaus des Wasserausschusses dessen Arbeiten geleitet hatte.

In Bayern werden schon seit langer Zeit Wassermessungen an den verschiedenen öffentlichen Wasserläufen vorgenommen und es existieren darüber auch zahlreiche Veröffentlichungen. Als aber in dem Anfang der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts das Interesse an der wirtschaftlichen Ausnützung der Wasserkräfte reger und allgemeiner wurde, stellte sich doch heraus, dass die bisher vorgenommenen Messungen der Einheitlichkeit entbehrten und ein genügend sicheres Material für die Bewertung der Wasserkräfte und ihre wirtschaftliche Ausnützung nicht boten. Infolgedessen ist seit 1898 ein spezieller Dienst „das hydrotechnische Bureau“ in München eingerichtet[22]). Dieses Bureau hat von 1899 an in dem „Jahrbuch des hydrotechnischen Bureaus“[23]) vierteljährliche interessante Veröffentlichungen über seine Arbeiten erscheinen lassen.

Das Gesamtgebiet Bayerns von 76000 qkm ist geteilt in das Vorflutgebiet der Donau und in dasjenige des Rheins. Im Jahre 1902 existierten bereits 283 hydrometrische Messtationen und zwar 131 an öffentlichen Flüssen und 162 an Privatflüssen, d. h. 0,37 pro 100 qkm. 10 Messtationen waren mit selbstschreibenden Messapparaten versehen. Im Jahre 1902 sind allein 230 genaue Messungen vorgenommen worden und ausserdem, stellenweise täglich, an anderen Stationen in grösseren Zeitabschnitten Wasserstandsablesungen. In der Veröffentlichung vom April 1903 konnte das Bureau bereits ziemlich genaue graphische Darstellungen der sekl. Wassermenge und der Dauer der einzelnen Wasserstände für 73 Hauptmesstationen machen. Ausser den direkten Messungen überwacht das Bureau auch die zahlreichen hydrologischen Regenmessstationen, von denen 304 bereits im Jahre 1903 eingerichtet waren, d. h. also 0,40 pro 100 qkm. 98 von diesen Stationen hängen direkt von dem meteorologischen Zentralbureau ab und 6 waren mit selbstschreibenden Apparaten versehen.

Ähnliche Organisationen besitzen auch Sachsen, Württemberg und Baden.

Für Österreich-Ungarn führt die entsprechende Organisation die Bezeichnung: „K. K. hydrographisches Zentral-Bureau“, dessen Veröffentlichungen seit 1893 regelmässig in 15 Heften erscheinen.

In den Vereinigten Staaten von Amerika werden die Beobachtungen und Veröffentlichungen von dem „U. S. Geological Survey“ veranlasst.

In Italien ist seit 1890 von seiten des Ministeriums für Landwirtschaft ein spezieller Dienst für methodische, hydrometrische Messungen eingerichtet, und es sind von dieser Stelle aus eine ganze Anzahl hydrographischer Karten, Tabellen und graphische Darstellungen von Wasserständen und Wassermengen, namentlich der Flüsse Mittelitaliens, deren Verhältnisse bisher noch ziemlich unbekannt waren, veröffentlicht. Die bis jetzt erzielten Resultate sind allerdings nicht hinreichend, um über die Mehrzahl der italienischen oberen Flussläufe ein wirklich zuverlässiges Bild geben zu können.

In der Schweiz ist durch Bundesbeschluss vom 17. August 1895 gleichfalls ein spezieller hydrometrischer Dienst[24]) eingerichtet. In der Vorlage der Bundesregierung vom 4. Juni 1895 ist das Programm für diesen Spezialdienst dahin festgelegt, dass das zu beobachtende Vorflutgebiet auf 57700 qkm bemessen wurde, wovon 16300 qkm ausserhalb und 41000 qkm innerhalb der Schweiz liegen. Das Gesamtniederschlagsgebiet ist in 14 Teile von verschiedener Flächengrösse, schwankend zwischen 2200 und 6700 qkm

---

[22]) Chef dieses Bureaus ist der Baurat M. Hensel.

[23]) München, Königl. Hof- und Universitäts-Buchdruckerei Dr. Wolf & Sohn.

[24]) Derselbe wurde dem Chefingenieur Epper unterstellt.

geteilt, derart, dass immer in sich abgeschlossene Vorflutbecken zu betrachten sind. Für jedes dieser Becken sollen drei verschiedene Arten von Tafeln mit den nötigen Tabellen aufgestellt werden:

1. Die Tafeln, welche die Grösse des Vorflutbeckens und seine Beschaffenheit ergeben. Letztere ist in verschiedene charakteristische Arten eingeteilt und zwar nach der Bedeckung der Oberfläche, nach der Durchlässigkeit, nach der Neigung und nach der Regenhöhe.

2. Die Tafeln der Längenprofile der einzelnen Wasserläufe mit Angabe der Sohlenneigung und der Gefälle bei den verschiedenen charakteristischen Wasserständen.

3. Die Tafeln des Kleinstwassers für die einzelnen Wasserläufe.

Der hydrometrische Dienst hat bereits sehr wertvolles Material veröffentlicht. Auf den 41000 qkm der Schweiz selbst waren im Jahre 1903 287 direkte Messstationen an Flüssen, d. h. 0,70 auf 100 qkm eingerichtet, wovon 20 Stationen mit selbstzeichnenden Messapparaten versehen waren. Ausserdem existierten 246 Regenmessstationen, d. h. 0,60 auf 100 qkm als Ergänzung derjenigen des meteorologischen Institutes. Die direkten Wassermessungen werden mit besonderer Sorgfalt und vollkommen einheitlich mit besonders guten Instrumenten durchgeführt. Das Ziel ist, für jede Messstelle die richtige, durch eine Formel ausdrückbare Beziehung zwischen Wasserstand und sekl. Durchflussmenge zu finden und zu kontrolieren, so dass nach den für diese Beziehung aufgestellten Formeln oder graphischen Masstäben aus den täglichen Ablesungen der Wasserstände mit genügender Genauigkeit die sekl. Wassermengen festgestellt werden können. Die bisher von dem hydrometrischen Bureau veröffentlichten Tafeln[25]), welche sich besonders auf den Rhein, die Rhone und die Reuss beziehen, lassen die grosse Sorgfalt der schweizerischen Arbeiten und den Erfolg der dort eingerichteten Organisation erkennen. Bei den Mitteilungen über die einzelnen Beobachtungsstellen sind auch die Namen der Beobachter genannt.

In Frankreich sind zwar schon seit langer Zeit regelmässige, hydrometrische Arbeiten an verschiedenen Flüssen gemacht, aber die gewonnenen älteren Resultate sollen im allgemeinen noch sehr an Genauigkeit und Zuverlässigkeit zu wünschen übrig lassen. Von den Flüssen Frankreichs, für welche älteres, für unsere Zwecke einigermassen brauchbares Material existiert, sind zu nennen die Rhone, Isère, Drac, Arc und Durance. Die für Fragen der Kraftgewinnung brauchbaren Messungen in diesen Flüssen gehen bis zum Ende der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts zurück. Der bereits im § 1 erwähnte Congrès de la Houille Blanche im September 1902 in Grenoble hat der französischen Regierung erneut die Anregung gegeben, einen speziellen Dienst für die hydrometrischen Messungen zur Feststellung von Art und Grösse der verfügbaren Wasserkräfte Frankreichs einzurichten. Das Bureau ist durch einen Erlass des Ministeriums für Landwirtschaft vom 29. März 1903 ins Leben gerufen[26]). Es hat zunächst die Aufgabe, die Wasserkräfte der Alpengegend Frankreichs zu ermitteln und die Fragen, welche sich an die wirtschaftliche Verwendung dieser Wasserkräfte knüpfen, zu erörtern. Die Veröffentlichungen dieses Bureaus erfolgen in den von dem Ministerium für Landwirtschaft herausgegebenen „Annales de la Direction de L'Hydraulique et des Améliorations Agricoles“ Mit Rücksicht auf die

---

25) Die erste Serie ist 1901 erschienen.

26) Das Bureau ist den Chefingenieuren R. Tavernier und R. de la Brosse unterstellt.

Kürze der Zeit, während welcher das Bureau erst besteht, sind natürlich die bisher erfolgten Veröffentlichungen noch nicht sehr umfangreich. Es sind aber schon eine grosse Anzahl Messtellen für direkte Wassermessungen in den Flüssen und ebenso Messstellen für Regen und Schnee etc. eingerichtet. Die von dem meteorologischen Institute Frankreichs vorgenommenen Regenmessungen etc. werden von dem Bureau entsprechend mit verwendet. Das Bureau hat die Grundsätze für die vorzunehmenden Messungen ausgearbeitet und eine einheitliche Begriffsfeststellung und Bezeichnung für die charakteristischen sekundlichen Wassermengen vorgeschlagen. Es stellt die Messinstrumente entweder selbst zur Verfügung, oder sorgt doch dafür, dass dieselben einheitlich geaicht und verwendet werden. Es macht Angaben über die zu verwendenden Geschwindigkeitsformeln und den Zahlenwert der Koeffizienten; es übersendet einheitliche Formulare für die Eintragung der Beobachtungsresultate, kurz es tut alles, damit die Messungen überall im gleichen Sinne und nach möglichst gleicher Methode ausgeführt werden, um auf diese Weise mit möglichster Wahrscheinlichkeit vergleichbares Material zu erzielen.

Die zunächst von dem Bureau zu beobachtende Gegend ist bereits reich an alten und neuen Wasserkraftanlagen, und das Bureau hat es verstanden, viele Besitzer solcher Anlagen für seine Zwecke zu interessieren, so dass sie es übernommen haben, regelmässige Ablesungen an den Messtellen, welche an ihren Wehren oder Kanaleinläufen angebracht sind, auszuführen und dem Bureau einzusenden. Im übrigen bestimmt das Bureau die Anzahl der für die einzelnen Vorflutgebiete zu beobachtenden Messtellen und zwar sowohl für die täglichen Wasserstandsbeobachtungen, als auch für die direkten Wassermengenmessungen. Soweit eine Ergänzung der von dem meteorologischen Institut beobachteten Regenmesstellen notwendig wird, bestimmt das Bureau auch die Zahl und die Örtlichkeit der zur Ergänzung aufzustellenden Regenmesser. Die Ausführung der Messungen selbst und ihre spezielle Organisation an Ort und Stelle wird natürlich dem Lokal-Baubeamten der Departements überlassen. Alle Organe aber müssen ihre Aufschreibungen nach einheitlichen Formularen machen und sie an die Zentralstelle abliefern. Es sind auch die Land- und Stadtgemeinden, die Eisenbahnverwaltungen, Bewässerungsgenossenschaften, die Organe der allgemeinen Vermessungsbureaus Frankreichs, die Dienststellen der Berg- und Forstverwaltung etc., soweit nötig, mit in die Organisation eingeschaltet. Für die Messtellen an der schweizerischen und italienischen Alpengrenze sind die betreffenden militärischen Posten mit herangezogen. In dem zunächst in Angriff genommenen Gebiet waren 200 direkte Messtellen für Wassermessungen an Flüssen oder 0,30 pro 100 qkm Vorflutgebiet im Jahre 1904 vorgesehen. Wie oft direkte Wassermessungen gemacht werden müssen, hängt natürlich von der charakteristischen Jahreskurve der Wasserstände, sowie von der Beschaffenheit der Flussohle und des Querprofils an der Messtelle ab. Das Bureau trifft deshalb von Fall zu Fall seine bezüglichen Anordnungen. Die beiden Chefingenieure haben sich das zunächst zu beobachtende Gebiet so geteilt, dass einer den nördlichen und der andere den südlichen Teil bearbeitet, derart indessen, dass jeder vollkommen in sich abgeschlossene Vorflutgebiete hat. Die Beobachtungsresultate sollen jährlich veröffentlicht werden und zwar getrennt nach 5 Kapiteln nämlich:

1. Resultate der direkten Wassermessungen,
2. Resultate der Regen- und Schneemessungen,
3. Resultate der Flächenmessungen,
4. Resultate der Höhenmessungen und des Längsprofils der Wasserläufe,
5. Schlussfolgerungen.

Bei den Veröffentlichungen für die einzelnen Wasserläufe und Messstellen sollen die Namen der Ingenieure, Industriellen etc. genannt werden, welche die Verantwortung für die Richtigkeit des Beobachtungsmaterials übernehmen. Man hofft wohl mit Recht, durch diese Massregel das Interesse an diesen zum Teil recht mühsamen Arbeiten zu erhöhen.

Solange als das bereite, hydrometrische Material noch unzureichend ist, bleibt man darauf angewiesen, sowohl die jährlichen Gesamtwassermengen, als auch die täglichen Wassermengen und die charakteristischen, sekl. Wassermengen selbst zu ermitteln. Das kann geschehen:

A. auf indirektem Wege durch Schlüsse aus der Grösse und Art des Vorflutgebietes und seiner Niederschlagsmenge,

B. durch direkte Messungen.

A. Die indirekte Ermittelung der sekl. Wassermengen.

Fast in allen Kulturländern gibt es Karten, aus welchen man mit genügender Genauigkeit die Grösse des Vorflutgebietes ermitteln kann. Auch über die Neigung, Bodenbedeckung, Durchlässigkeit der einzelnen Teile des Vorflutgebietes sind meistens ausreichende Angaben vorhanden. Wo das nicht der Fall ist, ergeben sich die Arbeiten, welche nötig sind, von selbst.

Über den Grad der Durchlässigkeit des Bodens wird der Ingenieur den Berufsgeologen zu Rate zu ziehen haben.

Die meisten Kulturländer besitzen meteorologische Institute, welche schon seit langen Jahren und in methodischer Weise Beobachtungen über Regenhöhe, allgemeine Witterungsverhältnisse etc. angestellt und veröffentlicht haben, da das Bedürfnis hierzu sich im Interesse der Landwirtschaft und für die Vorhersage von Hochfluten und die Verhütung von Wasserschaden geltend gemacht hat, lange bevor man den wirtschaftlichen Wert des Ausbaues von Wasserkräften erkannt hatte.

Jede Wasserkraft bildet einen Teil des grossen Kreislaufes, welchen die Bewegung des Wassers von der Quelle bis zum Meere, das Aufsteigen des verdunsteten Wassers in Form von Wasserdampf (Wolken) und ihre Niederschläge in Form von Regen, Schnee, Hagel, Tau und Nebel darstellen. Die Sonne, als Urquelle aller Kraft, veranlasst die Verdunstungen der Meeresoberfläche und erzeugt die Winde, welche die verdunsteten Wassermassen auf das Land treiben, woselbst sie infolge von Abkühlung in Form von Regen, Schnee, Hagel etc. zur Erdoberfläche herunterfallen. Von der Regen- und Schneemenge, welche auf die Erde fällt, wird ein Teil im Boden festgehalten, ein anderer Teil von den Pflanzen aufgenommen, ein weiterer verdunstet abermals und nur ein Bruchteil gelangt in die Wasserläufe. Es ist das Bestreben aller hydrometrischen Beobachtungen, für jedes Vorflutbecken und seine einzelnen Teile die Verlusthöhen festzustellen, welche zwischen Regenhöhe und Abflussmenge sich ergeben.

Hierbei liegt aber die grosse Schwierigkeit darin, als tertium comparationis, die Zeit in richtiger Weise einzufügen. Vielfach festgestellt und veröffentlicht sind solche Verlusthöhen als Durchschnittszahlen für den Zeitabschnitt eines oder mehrerer Jahre und für ausserordentliche Regenfälle und die von ihnen verursachten Hochfluten. Im Jahresdurchschnitt gleichen sich die verschiedenen Ursachen, von welchen Verlusthöhen abhängen, zeitlich einigermassen aus. Bei Hochfluten kann man den Beginn und das Aufhören der stärkeren Niederschläge, welche als Ursache der Hochfluten anzusehen

sind, mit einiger Genauigkeit zeitlich feststellen, auch kann man an dem starken Ansteigen und Abfallen der Flutwellen und durch den Vergleich mit dem Wasserstande vor Beginn der Hochflut, wenn auch gewiss nicht genau, so doch angenähert die Zeit ermitteln, während welcher der stärkere Abfluss durch die stärkeren Niederschläge beeinflusst wurde. Es ist in solchem Falle also möglich, eine direkte Beziehung zwischen Gesamtabflussmenge und Gesamtniederschlagsmenge zu finden. Auch lässt sich ungefähr erkennen, welche Zeit die gefallenen Regenmengen gebraucht haben, um in den Fluss zu gelangen.

Sobald man aber für den gewöhnlichen Verlauf der Niederschläge die Verlusthöhen für kürzere Zeitperioden als ein Jahr ermitteln will, ergeben sich die verwickeltsten Verhältnisse und so stark schwankende Ergebnisse, dass es ausserordentlich schwierig, wenn nicht unmöglich erscheint, eine bestimmte, einfach ausdrückbare Gesetzmässigkeit der Verlusthöhe festzustellen, welche man auch für andere Verhältnisse, wie die speziell untersuchten, als gültig ansehen könnte. Die Ursachen dieser Schwierigkeit werden sich aus den nachstehenden Betrachtungen ergeben.

1. Die Niederschlagshöhen.

Die Messung der Niederschlagshöhen erfolgt durch sogenannte Regenmesser (Ombrometer, Udometer, Pluviometer). Abb. 8 stellt das für die Stationen des preussischen meteorologischen Instituts eingeführte Modell 1886 nach dem System Hellmann[27]) dar.

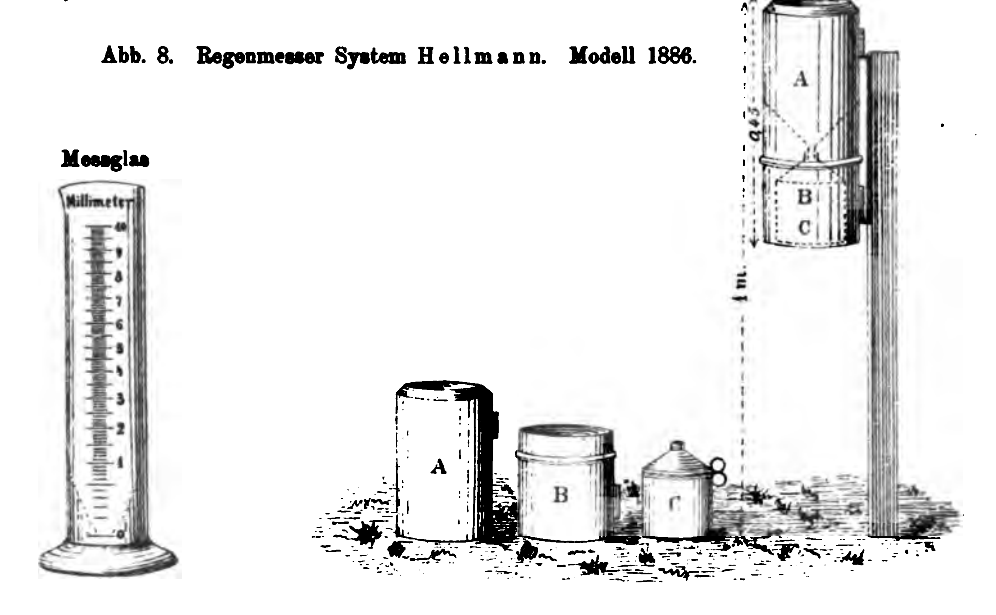


Abb. 8. Regenmesser System Hellmann. Modell 1886.

A ist das Auffangegefäss mit trichterförmigen Boden, B dient als Behälter für die Sammelfläche C. Die Auffangefläche des Sammelgefässes beträgt 200 qcm. Die Sammelfläche C wird zwischen Führungsstäben auf drei darunter gestellte Korken derartig eingesetzt, dass eine 3 cm starke Luftschicht die Sammelfläche vor direkter Bestrahlung durch die Sonne und damit das Wasser vor Verdunstung schützt.

[27]) Handbuch der Ing.-Wissensch. III. Teil. Der Wasserbau. Erster Band. Die Gewässerkunde. S. 11, Fig. 2 u. 3.

Die Messung der Regenhöhen geschieht an den preussischen Stationen regelmässig um 7 Uhr morgens.

Nachweislich geben zwei nebeneinander aufgestellte Regenmesser verschiedene Resultate, je nachdem sie dem Erdboden näher oder entfernter aufgestellt werden. Es ist daher zu empfehlen, alle Regenmesser eines Beobachtungsgebietes ganz gleichmässig weit vom Erdboden aufzustellen. In Deutschland wird allgemein hierfür das Mass von 1,0 m gewählt. Im allgemeinen nimmt die gemessene Regenhöhe bei kleinerer Entfernung des Regenmessers vom Erdboden ab. Auch die Winde haben einen grossen Einfluss auf das Resultat der Messung und es ist deshalb nötig, den Regenmesser möglichst an einer geschützten, aber sonst freien Stelle aufzustellen oder ihn mit einem Windschutz in Form einer Holzwand oder eines Schutztrichters aus Eisenblech zu versehen. Bei der Aufstellung solcher Schutzvorrichtungen gegen den Wind ist aber zu beachten, dass der Regenmesser nicht in den Regenschatten kommt, denn würde man z. B. den Regenmesser zu nahe hinter eine gegen die herrschende Windrichtung stehende Wand stellen, so würde ein beträchtlicher Teil der schräg herabfallenden Regenstrahlen von der Wand aufgefangen und nicht zur Messung kommen können. Schwieriger als die Feststellung der Regenmenge ist die Messung der Schnee- und Hagelmenge, weil die Zahl der in einem kleinen Gefässe aufzufangenden Flocken und Körner von dem Winde noch stärker abhängt. Es ist auch der Wasserwert einer Schneedecke sehr verschieden, je nachdem es sich um Neuschnee oder Altschnee handelt. Während bei frisch gefallenem Schnee ungefähr 12 mm Schneehöhe einer Wasserhöhe von 1 mm entsprechen, verdichtet sich der Schnee nach einiger Zeit fast auf die Hälfte dieses Masses, so dass sein Wasserwert sich verdoppelt.

In dem Elbstrombuche werden die in der Tabelle Nr. IV angegebenen Werte mitgeteilt:

Tabelle IV.
Wassergehalt von 1 cm Schneedecke in mm.

Ort	Zeit	Neuschnee				Lagerschnee			
		Zahl der Messungen	Mittel mm	Max. mm	Min. mm	Zahl der Messungen	Mittel mm	Max. mm	Min. mm
Klausthal	1891/94	14	1,2	2,8	0,5	88	2,5	4,7	0,6
Nordhausen	1891/94	19	1,3	3,9	0,4	27	1,8	6,9	0,4
Brandenburg	1892/94	10	1,5	3,4	0,4	41	1,7	4,3	0,4
Celle	1892/94	10	1,3	3,4	0,6	70	1,7	2,9	0,8

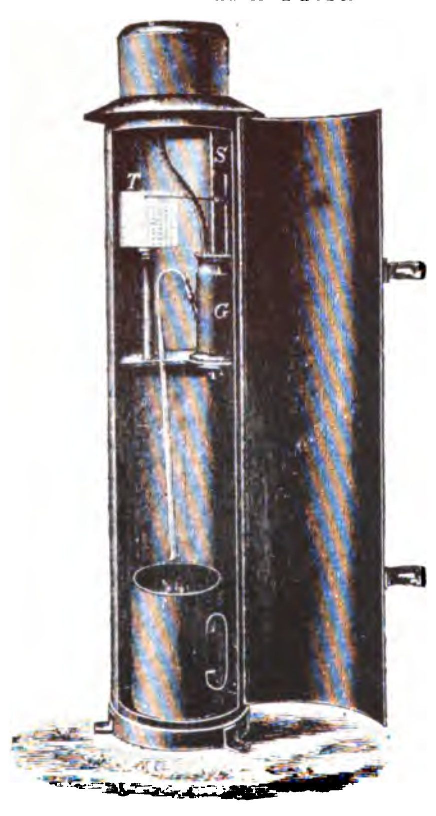
Für 10 mm frisch gefallenen Schnee ergibt sich danach eine Niederschlagshöhe von 1,2 bis 1,5 mm Wasser, für 10 mm Altschnee dagegen 1,7 bis 2,5 mm Wasserhöhe. Als Höchstwert dürfte bei sogenanntem „Wasserschnee“ 5 mm Wasserhöhe für 10 mm Schneehöhe anzusehen sein.

Es gilt allgemein als die zuverlässigste Methode, den aufgefangenen Schnee und Hagel zu schmelzen und die Wassermenge festzustellen.

Obwohl die tägliche Ablesung der gefallenen Niederschlagshöhen im allgemeinen als ausreichend erscheint, ist es dennoch sehr erwünscht, um einen tieferen Einblick in das Verhältnis zwischen Regenhöhe und Abfluss unter Berücksichtigung der Zeit zu gewinnen, durch selbstschreibende Apparate festzustellen, wie sich die gesamten Regen-

höhen innerhalb 24 Stunden auf die einzelnen Zeitabschnitte verteilen. Abb. 9 zeigt einen solchen Regenmesser von Prof. Hellmann und R. Fuess[28]).

Abb. 9. Regenschreiber nach Professor Hellmann und R. Fuess.



Die genauere Beschreibung wird stets mit dem Instrument geliefert.

In Deutschland haben alle Bundesstaaten meteorologische Institute, so weit ihre Gebiete nicht von dem preussischen meteorologischen Institut mit beobachtet werden. Nach dem Bericht über die Tätigkeit des königlich preussischen Institutes im Jahre 1904 (Seite 12) sind im ganzen Niederschlagsbeobachtungen aus 2621 Orten mitgeteilt, so dass etwa auf 100 qkm 0,48 Messtellen entfallen, während in den dem norddeutschen Flachlande angehörigen Provinzen eine Station auf etwa 250 bis 350 qkm entfällt, da die Dichtigkeit des Beobachtungsnetzes in den Landesteilen mit starker vertikaler Gliederung 3 bis 8 mal so gross ist. Am dichtesten ist natürlich das Netz in den eigentlichen Berglandschaften (Riesengebirge, Harz, Thüringer Wald, Taunus, Westerwald, Sauerland), wo eine Regenstation schon auf 30 bis 50 qkm kommt. Das preussisch meteorologische Institut hat auch bereits für fast alle Provinzen Regenkarten veröffentlicht, aus denen man sich über die jährlichen durchschnittlichen Regenmengen in den einzelnen Teilen der Provinzen ein Bild machen kann.

In ähnlicher Weise wurden auch in Österreich, Ungarn, Frankreich, England, der Schweiz, Italien und anderen Ländern die Niederschläge gemessen und die Resultate veröffentlicht.

28) Handbuch der Ing.-Wissensch. III. Teil. 4. Aufl. Band I. Gewässerkunde. S. 14. — G. Hellmann, Ein neuer registrierender Regenmesser. — Meteorol. Zeitschr. Febr. 1897.

Das Auffangegefäss hat dieselbe Gestalt und Grösse, wie bei dem Modell 1886 (Abb. 8). Das Regenwasser fliesst durch eine gebogene Metallröhre in das zylindrische Gefäss G. In diesem befindet sich ein Schwimmer, an dessen Achse S ein Hebelarm mit der Schreibfeder befestigt ist. So überträgt sich die Bewegung des Schwimmers auf den Papierstreifen einer Trommel T, die durch ein in ihrem Innern befindliches Uhrwerk in 24 Stunden einmal um sich selbst gedreht wird. Das Papier der Trommel ist durch lotrechte Linien in Zeitabschnitte von 10 Minuten geteilt und durch horizontale Linien in Entfernungen, die einer Regenhöhe von 0,1 mm entsprechen. Bei einer bestimmten Wassermenge von etwa 6 cm Höhe im Gefäss G steht der Schreibstift auf der Null-Linie. Ist das Gefäss G mit 200 ccm Wasser über der Anfangsstellung gefüllt, d. h. sind 10 mm Regenhöhe gefallen, so steht der Schreibstift auf der 10 mm Linie. Dann entleert sich das Gefäss G plötzlich durch einen Glasheber in eine am Boden stehende Sammelkanne. Die Wassermenge im Gefäss G fällt auf 6 cm Höhe zurück, der Schreibstift führt einen geraden lotrechten Strich bis zur Null-Linie aus und die Aufzeichnung beginnt hier von neuem. Die in G dauernd bleibende Wassermenge von 6 cm Höhe kann nur in verschwindend geringem Masse verdunsten, weil sie von der Aussenluft gänzlich abgeschlossen ist. Nur in seltenen Zeiträumen ist eine Ergänzung dieses Wassers erforderlich. Zur genauen Einstellung des Schreibstiftes auf Null ist die Auffüllung nicht jedesmal nötig; diese Einstellung erfolgt vielmehr gewöhnlich durch Lüftung der am anderen Hebelende befindlichen Schraube. In der Sammelkanne kann man zur Prüfung der gezeichneten Angaben die Gesamtregenmenge nachmessen. Bei eintretendem Frost muss, da die Messung von Schnee ausgeschlossen ist, der Regenschreiber ausser Betrieb gesetzt werden. Der Regenschreiber kostet 176 Mk.; er wiegt nur 15 kg und kann leicht an jeder Stelle aufgestellt werden, weil alle Teile sich in einem geschlossenen Gehäuse befinden.

Das von den meteorologischen Instituten veröffentlichte Material wird aber namentlich bei kleineren Vorflutgebieten oft noch nicht ausreichen, weil eine genauere Kenntnis der Niederschlagshöhen auf den einzelnen Teilen des Beckens sehr erwünscht ist, um die Abflussverhältnisse genauer zu übersehen. Deshalb wird es oft nötig, bei Beginn der Vorarbeiten weitere Regenmesser im Vorflutgebiet aufzustellen. um mit ihrer Hilfe das Beobachtungsmaterial zu ergänzen. Wegen näherer Mitteilungen über die mannigfachen Umstände, welche bei Aufstellung der Regenmesser zu berücksichtigen sind, um vollwertiges und vergleichbares Beobachtungsmaterial zu erhalten, sei auf die in der Fussnote[29]) angegebene Literatur verwiesen.

Jährliche Regenhöhen. Zieht man zunächst die Gesamtniederschläge des Erdkörpers in Betracht, so kann als feststehend gelten, dass die jährlichen Regenhöhen vom Äquator nach den Polen zu abnehmen und dass ungefähr zwei Drittel aller Regenmengen auf denjenigen Teil des Erdkörpers fallen, welcher zwischen dem 30. Grad nördlicher und dem 30. Grad südlicher Breite gelegen ist. Denkt man sich die jährlichen Gesamtniederschläge auf die Festländer der Erde gleichmässig verteilt, so würden dieselben mit einer 0,844 m hohen Wasserschicht bedeckt werden. Es steht auch fest, dass zwischen den mittleren Regenhöhen der einzelnen Jahre ausserordentlich grosse Schwankungen vorkommen und dass periodenweise trockene Jahre mit nassen abwechseln.

Die grössten jährlichen Niederschläge finden überall da statt, wo der Regenwind gezwungen ist, ein Gebirge zu überschreiten. Da die Luft auf dem Meere selbst am meisten mit Wasser geschwängert ist, so ergeben sich die grössten Niederschläge dort, wo sich an der Küste der häufigsten Windrichtung bereits grössere Bergmassen entgegenstellen. So fallen bei Bergen in Norwegen 2253 mm, in Christiania dagegen auf der Schutzseite des Windes nur 538 mm, Die durchschnittliche Regenhöhe des östlichen Teiles von Schweden beträgt nur 700 mm. Die durchschnittliche Regenhöhe in Seathwaite in Cumberland beträgt 3687 mm, diejenige am Sty-Heade-Pass (488,0 m über dem Meere) bereits 4812 mm, während als durchschnittliche Regenhöhe in England nur ca. 860 mm gelten. Als durchschnittliche Regenhöhe Schottlands wird 2000 mm angegeben. In dem südlichen und mittleren Chile, wo die feuchten Seewinde von der hohen Küste aufgehalten werden, sind Regenhöhen von 2400 bis 3350 mm gemessen worden, während in Buenos-Ayres an der Ostküste nur 1340 mm als Mittel gelten. In Nord-Amerika beträgt an dem flachen Teil der kalifornischen Westküste die mittlere Regenmenge 600 mm, dagegen in dem nördlichen und nordöstlichen Hochlande bereits 1500 bis 2000 mm. Die jährliche Regenhöhe zu Phönix in Arizona beträgt durchschnittlich nur 168 mm. Diejenige in den Hochebenen von Utah durchschnittlich nur 300 mm, diejenige in Colorado durchschnittlich 425 mm[30]).

Die grösste bekannte Regenmenge soll am Südabhange des Himalaya mit 15000 mm

---

29) Königl. Preuss. Meteorolog. Institut. — Anleitung zur Aufzeichnung und Messung der Niederschläge. Berlin. 4. Aufl. 1899.

Wild, Einfluss der Qualität und Aufstellung des Regenmessers auf die Angaben der Regenmesser. Repertor. f. Meteorologie. IX. Nr. 9.

Wollny, Agrikulturphysik. 1866. S. 445.

Schmidts Meteorologie. S. 692.

Zeitschr. d. österr. Gesellsch. f. Meteorol. 1870. S. 272.

Zeitschr. f. Bauw. 1890. S. 504.

Zeitschr. f. Instrumentenkunde. 1888. S. 180 u. 1889. S. 95.

30) Emil Krüger, Beiträge zur Kenntnis der Wasserwirtschaft in den Vereinigten Staaten von Amerika. 1906. S. 25—29.

beobachtet worden sein. Zu Maranhão in Brasilien, 2½ Grad südlich vom Äquator soll die jährliche Regenhöhe 7110, an der Westküste von Afrika in Sierra Leone 4800, zu Vera Cruz in Mexiko 4600, zu Havana 3301 mm betragen.

Von den Regenhöhen Europas interessieren zunächst diejenigen in den Alpenländern. An dem Nordabhange der französischen Alpen soll in einer Höhe von 1500,0 m eine durchschnittliche Regenhöhe von 1500 mm beobachtet worden sein und man nimmt an, dass sich dort im grossen Durchschnitt die Niederschläge in den Gebieten über 1500,0 m auf je 100,0 m Mehrhöhe um 150—200 mm steigern. Für einzelne kleinere Beobachtungsgebiete können natürlich die Beobachtungsresultate von dieser groben Regel erheblich abweichen. Am See De la Girotte (Savoie), welcher 1736,0 m über dem Meere liegt, wurde eine jährliche Regenhöhe von 2000 mm festgestellt, am See Crozet (Isère) welcher in einer Höhe von 1168,0 m über dem Meere liegt, eine Regenhöhe von 1650 mm, am See d'Annecy (Haute Savoie), welcher nur 446,52 m über dem Meere liegt, eine durchschnittliche Regenhöhe in 30 jähriger Beobachtungsperiode von 1278 mm. Die Regenhöhe von Lyon beträgt 777, von Toulouse 626, von Nancy 880, von Rouen 838, von Paris 550, von Châlons sur Marne 585 mm. Ungleich höher als an dem Nordabhange der französischen Alpen sind die Regenhöhen an dem Südabhange der italienischen Alpen. So beträgt die Regenhöhe in Lugano bereits 1618 mm, obwohl es nur 275,0 m über dem Meere liegt. Auf der italienischen Seite des Bernina-Passes und des Stilfser Jochs betragen die Regenhöhen 2500 bis 3000 mm. Für Mailand werden 966, für Florenz 931, für Rom 700 mm angegeben.

Die mittlere jährliche Regenhöhe in Zürich beträgt 890, diejenige in Genf 770 mm, diejenige bei St. Maurice im oberen Rhonetal (etwa 80,0 m höher als Genf) 1050 mm.

In Deutschland sind die regenreichsten Gebiete diejenigen der Vogesen und des Schwarzwaldes, und es nehmen hier, der allgemeinen Erfahrung entsprechend, die Regenhöhen talaufwärts zu. Es betrugen im Jahre 1880 die Regenhöhen im Thur-Tale der Südvogesen [31]):

in Sennheim	275,0	m hoch	820	mm
„ Thann	335,0	„ „	970	„
„ Weiler	385,0	„ „	1420	„
„ St. Amarin	403,0	„ „	1450	„
„ Wesserling	427,0	„ „	1630	„
„ Odern	460,0	„ „	1930	„
„ Wildenstein	570,0	„ „	2520	„

Die Zunahme der Regenhöhe mit dem Wachsen der örtlichen Lage über dem Meere wird auch durch alle anderen Beobachtungen bestätigt. Während in Osterode a. H. die Regenhöhe nur 796 mm beträgt, ist dieselbe bei dem nur 11 km entfernten, aber 354,0 m höher, an der Regenseite des Harzes gelegenen Klausthal mit 1491 mm beobachtet worden. Die mittlere Niederschlagshöhe des Harzes beträgt 833 mm. Teilt man den Harz nach der Linie Wernigerode/Ilfeld, so entfallen auf den Westharz 1030, auf den Ostharz 633 mm.

Nach 15 jährigen Beobachtungen betrug in Remscheid (378,6 m über dem Meeresspiegel) die durchschnittliche jährliche Regenhöhe 1267 mm, während sich nach 23 jährigen

[31]) G. Hellmann, Über die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands. Meteorol. Zeitschr. 1886. Heft 10 u. 11.
G. Hellmann, Der Naturforscher. 1887. S. 50.

Beobachtungen für Köln (67,0 m über dem Meeresspiegel und in der Luftlinie gemessen 30 km von Remscheid entfernt) 596 mm ergaben[32]).

Die mittlere Niederschlagshöhe in Württemberg beträgt nach 20jährigem Durchschnitt etwa 850 mm. Die Niederschlagsverteilung hat sich in diesem Zeitraum so gestaltet, dass im westlichen Teil des Landes auf der Hornisgrinde und dem Ruhestein, das Maximum der Jahresniederschläge mit etwa 2200 mm eintritt; ein zweites schwächeres Maximum von etwa 1500 mm wird im Südosten des Landes, am schwarzen Grat bei Isny, beobachtet. Teilmaxima von 1000 und 1100 mm treten an allen höheren Punkten des Nordrandes der Alb und des Albuches, des Mainhardter Waldes und des Stromberges auf, während sich die Minima der Niederschläge ungefähr in Jahreshöhen von 500 bis 600 mm neckar- und donauabwärts weit ins Land herein erstrecken[33]).

Zu den trockeneren Gebieten Westeuropas mit 550 mm und weniger Regenhöhe jährlich gehören die Umgegend von Paris, die Rheinebene nördlich von Mannheim, das nördliche Böhmen und die ganze ungarische Tiefebene. Bei den beiden letztgenannten Gebieten erklärt sich diese Erscheinung durch die sie rings umgebenden Gebirgszüge[34]).

Nach den Mitteilungen von Professor Hellmann[35]) über die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands ergeben sich für die verschiedenen Gebiete folgende Zahlen:

Provinz	Posen	513 mm
„	Westpreussen	541 „
„	Brandenburg	556 „
„	Sachsen und Thüringen	593 „
„	Pommern	599 „
„	Ostpreussen	600 „
„	Mecklenburg-Schwerin und Strelitz	602 „
„	Schlesien	680 „
„	Hannover mit Oldenburg, Braunschweig und Bremen	690 „
„	Oberhessen	690 „
„	Hessen-Nassau	692 „
„	Schleswig-Holstein mit Hamburg und Lübeck	718 „
„	Rheinprovinz	754 „
„	Hohenzollernsche Lande	785 „
„	Westfalen mit Waldeck und Lippe	804 „

Im grossen Durchschnitt beträgt die Höhe der jährlichen Niederschläge in Deutschland 660 mm.

Von diesen durchschnittlichen jährlichen Regenhöhen weichen naturgemäss die kleinsten jährlichen Regenhöhen mehr oder weniger erheblich ab. Diese Abweichungen fallen im allgemeinen um so stärker aus, je kleiner das Vorflutgebiet ist, weil sich in grossen Vorflutgebieten die Verhältnisse besser ausgleichen. So haben sich an verschiedenen Flussgebieten Westpreussens, für deren ganzes Gebiet die mittleren jährlichen

[32]) Karl Borchardt, Die Remscheider Stauweiher-Anlage.

[33]) Gugenhan, Hydrologische Beobachtungen und Messungen in Württemberg. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 1070.

[34]) O. Krümmel, Die Verteilung der Regen in Europa. Wollny, Agrikulturphysik. 1879. Seite 116.

[35]) G. Hellmann, Regenkarte von Hessen-Nassau, Rheinland, Hohenzollern und Oberhessen. 1903. Seite 19.

Regenhöhen nach Hellmann 541 mm betragen in den Beobachtungsjahren 1896 bis 1900 folgende Verhältnisse ergeben [36].

Tabelle V.

Grösste, mittlere und kleinste Regenhöhen in einzelnen Flussgebieten Westpreussens.

Bezeichnung des Flussgebietes	Grösse der Niederschlagsfläche in qkm	Zahl der Beobachtungsjahre	Grösste jährl. Regenhöhe in mm	Mittlere Regenhöhe in mm	Kleinste Regenhöhe	
					in mm	in % der mittleren
1	2	3	4	5	6	7
Radaune	753	4 (1896—99)	673	600	550	91,7
Ferse	1632	4 „ „	538	517	500	96,7
Schwarzwasser . .	2202	4 „ „	575	540	510	94,4
Brahe	4526	4 „ „	547	528	490	92,8
Küddow	4490	4 „ „	514	495	463	93,6
Drewenz	5515	4 „ „	610	555	500	90,1
Ossa	1440	5 (1896—1900)	537	468	etwa 350	74,8
Liebe	501	5 „ „	567	510 n. Hellmann	385	75,5

Die in Spalte 6 und 7 für die Flussgebiete der Ossa und Liebe angegebenen Zahlen können wohl als kleinste Regenhöhen überhaupt gelten, weil sie sich auf das Jahr 1900 beziehen, welches für die beiden Gebiete als ausnahmsweise trockenes Jahr anzusehen ist.

Monatliche Regenhöhen: Nach den Ermittelungen des preussischen meteorologischen Instituts entfallen von den mittleren, jährlichen Niederschlagsmengen in Deutschland durchschnittlich auf den Winter 18,1 %, auf den Frühling 22,4 %, auf den Sommer 36,0 %, auf den Herbst 23,5 % [37].

Über die durchschnittlichen monatlichen Niederschläge in verschiedenen Stromgebieten gibt die nachstehende Tabelle einige Auskunft.

Tabelle VI.

Mittlere monatliche Niederschläge nach Stromgebieten geordnet.

Stromgebiete	Regenhöhen in mm												
	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Septemb.	Oktober	Novemb.	Dezemb.	Jahr
Küsten der Nordsee:													
Im Mittel nach v. Möllendorff	39	18	32	31	40	36	93	59	46	32	43	42	511
Helgoland und Meldorf	51	42	47	33	46	53	74	91	83	96	80	66	762
Küsten der Ostsee:													
Im Mittel nach v. Möllendorff	34	22	25	34	45	48	67	69	43	36	37	35	495
Pommersche Küste bis Hela . .	33	28	32	33	48	60	86	71	64	62	45	41	603
Stromgebiet des Rheins:													
Maingebiet	65	36	34	50	73	66	73	71	44	53	57	75	697
Moselgebiet	51	30	37	46	71	64	68	65	50	55	50	43	629
Von der Mosel bis Emmerich . .	48	41	39	51	68	74	79	77	52	52	54	46	681
Stromgebiet der Ems:	51	42	52	37	53	66	82	77	56	61	63	62	714

[36]) Prof. Holz, Aachen. Bericht über die Wasserverhältnisse der Provinz Westpreussen 1902.

[37]) G. Hellmann, Über die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands. Meteorol. Zeitschr. 1886. Heft 10 u. 11. — Der Naturforscher. 1887. S. 50.

Stromgebiete	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Septemb.	Oktober	Novemb.	Dezemb.	Jahr
	Regenhöhen in mm												
Stromgebiet der Weser:													
Werragebiet	35	34	54	35	57	74	91	69	45	71	59	62	755
Fuldagebiet	39	37	49	37	55	70	88	79	44	62	56	52	681
Okergebiet	43	39	61	42	57	78	87	70	45	68	58	58	776
Leinegebiet	49	48	64	45	59	86	100	82	48	68	67	66	939
Weser bis Bremen	48	41	49	34	53	71	87	78	51	63	56	49	677
Stromgebiet der Elbe:													
Im Mittel nach v. Möllendorff	48	42	42	55	71	90	97	86	57	29	55	53	720
Egergebiet	31	25	32	38	72	84	93	79	68	64	52	32	670
Muldegebiet	48	36	63	58	68	84	97	88	63	45	64	74	788
Saalegebiet	35	43	36	52	67	106	91	78	53	52	48	44	705
Spree- und Havelgebiet	40	38	36	49	54	61	76	74	38	38	51	46	591
Untere Elbe: Hamburg-Glückstadt	41	36	45	37	54	65	82	76	63	70	54	56	679
Stromgebiet der Oder:													
Im Mittel nach v. Möllendorff	32	27	28	38	55	70	87	82	41	37	39	36	572
Ostrawitzagebiet	55	41	72	67	111	154	150	131	114	99	81	68	1144
Glatzer-Neissegebiet	37	27	50	54	69	108	107	86	74	61	54	48	723
Weistritzgebiet	26	26	37	47	67	88	79	77	62	37	46	35	630
Bobergebiet	59	42	86	69	90	118	137	116	102	99	80	78	995
Lausitzer-Neissegebiet	29	34	42	47	61	75	88	73	49	47	45	42	598
Warthegebiet	29	26	34	37	54	64	92	59	39	53	34	33	543
Untere Oder: Küstrin-Stettin	28	27	37	33	48	57	76	56	37	48	36	36	519
Stromgebiet der Weichsel:													
Brahegebiet	30	27	34	35	47	62	71	67	45	41	36	35	528
Weichsel: Klaussen, Kurwien, Thorn	29	28	33	34	53	64	83	76	51	49	37	34	571
Untere Weichsel: Marienwerder-Danzig	26	26	27	34	43	56	68	66	52	48	44	35	525
Stromgebiet der Donau:													
Im Mittel nach v. Möllendorff	48	46	48	65	92	98	115	100	73	87	68	52	892

Nach dem 15jährigen Durchschnitt fielen in Remscheid von den jährlichen Regenhöhen von 1267 mm auf die Monate

Dezember, Januar, Februar	27,6 %
März, April Mai	18,2 %
Juni, Juli, August	26,1 %
September, Oktober, November	28,1 %.

Hier weichen also die Ergebnisse von den allgemeineren Erfahrungen insofern ab, als die Regenhöhen des Winters grösser waren, als die des Sommers.

Dagegen wurden für Köln nach 23jährigen Beobachtungen ermittelt:

Die Regenhöhen des Winters mit	130	mm,
des Frühlings „	133	„
des Sommers „	191	„
des Herbstes „	142	„
im ganzen	596	mm.

Auf Veranlassung von Intze wurden als Vorarbeiten zum Bau von Talsperren in Lennep, sowie im Uelfe- und Bevertale während der Jahre 1889 bis 1892 Regenmessungen vorgenommen, deren Resultate in der nachfolgenden Tabelle wiedergegeben sind. Die Beobachtungspunkte lagen auf den Ecken eines gleichseitigen Dreiecks in ungefähr 8 km Entfernung. Lennep liegt westlich von den beiden anderen Beobachtungspunkten und 340,0 m über N.N., die beiden anderen Beobachtungspunkte liegen ca. 70,0 m tiefer.

Tabelle VII.[38])

Monatliche Niederschlagshöhen in drei benachbarten Tälern in mm und % der jährlichen Niederschlagshöhe.

	Lennep		Uelfetal		Bevertal	
	Niederschlag in mm	in % des Jahresniederschlags	Niederschlag in mm	in % des Jahresniederschlags	Niederschlag in mm	in % des Jahresniederschlags
1889						
Januar	54,6	4,8	45.4	4,6	38,6	4,3
Februar	112,9	10,0	76,7	7,8	60,0	6,7
März	73,6	6,5	67,9	6,9	55,5	6,2
April	39,5	3,5	36,7	3,7	29,1	3,3
Mai	77,9	6,9	53,0	5,4	53,9	6,0
Juni	81,1	7,2	55,6	5,6	82,9	9,3
Juli	153,0	13,5	171,0	17,3	149,3	16,7
August	165,9	14,7	153,1	15,5	142,5	16,0
September	126,3	11,2	120,2	12,1	105,0	11,7
Oktober	54,0	4,8	42,1	4,2	29,0	3,2
November	54,15	4,8	52,5	5.3	37,35	4,2
Dezember	136,5	12,1	115,2	11,6	110,6	12,4
im ganzen Jahr . .	1129,4	100,0	989.4	100,0	893,7	100,0
1890						
Januar	192,5	14,8	197,0	16,3	158,4	14,5
Februar	6,0	0,5	—	—	—	—
März	61,0	4,7	58,8	4,9	55,2	5,1
April	98,86	7,6	89,2	7,4	79,2	7,3
Mai	76,95	6,0	77,2	6,4	68,7	6,3
Juni	93,5	7,2	86,6	7,2	71,4	6,6
Juli	149,0	11,5	161.4	13,4	134,5	12,4
August	162,7	12,6	144,6	12,1	146,2	13,4
September	16,3	1,3	12.6	1,0	13,0	1,2
Oktober	166,5	12,9	144,4	12,0	141,0	12,9
November	264,85	20,4	232.5	19,3	221,4	20,3
Dezember	5,6	0.5	—	—	—	—
m ganzen Jahr . .	1293,25	100,0	1203,8	100,0	1089,0	100,0

[38]) Zusammengestellt nach P. Ziegler. Der Talsperrenbau. Berlin 1900. S. 19.

	Lennep		Uelfetal		Bevertal	
	Niederschlag in mm	in % des Jahresniederschlags	Niederschlag in mm	in % des Jahresniederschlags	Niederschlag in mm	in % des Jahresniederschlags
1891						
Januar	155,65	12,7	135,0	11,5	127,0	12,6
Februar	8,7	0,7	—	—	—	—
März	160,2	13,0	144,3	12,3	92,7	9,2
April	86,0	7,0	100,7	8,6	73,1	7,3
Mai	77,3	6,3	90,9	7,8	65,5	6,5
Juni	181,0	14,6	172,7	14,7	172,2	17,1
Juli	101,8	8,3	111,9	9,6	91,0	9,1
August	112,0	9,1	78,6	6,7	73,6	7,2
September	44,2	3,6	48,1	3,8	35,2	3.5
Oktober	61,2	5,0	68,7	5,8	46,6	4,7
November	48,6	4,0	48,6	4,1	46.0	4,6
Dezember	192,6	15,7	177,0	15,1	182,6	18,2
im ganzen Jahr	1229,25	100,0	1171,5	100,0	1005,5	100,0
1892						
Januar	102,4	10,1	72,2	8,8	60,5	7,8
Februar	79,1	7,7	64,7	7,5	54,2	7,0
März	43,1	4,2	25,5	3.0	34,0	4,8
April	44,2	4,3	30,5	3,5	34,1	4,4
Mai	72,2	7,1	55,4	6,4	52,1	6,7
Juni	85,9	8,4	85,3	9,9	65,5	8,4
Juli	68,35	6,7	73,0	8,4	44,7	5,8
August	84,41	8,3	75,75	8,8	70,8	9,1
September	144.35	14,1	115,3	13,3	99,3	12,7
Oktober	100,6	9.9	86,7	10,6	88,6	11,4
November	66,7	6,5	53,0	6,1	47,0	6,0
Dezember	130,0	12,7	128,0	14,8	127,0	16,4
im ganzen Jahr	1021,31	100,0	865,35	100,0	777,8	100,0

Interessant ist es, neben den durchschnittlichen monatlichen Regenhöhen auch die grössten monatlichen Regenhöhen kennen zu lernen.

Tabelle VIII.

Grösste monatliche Regenhöhen in mm [39]).

Ort	Zahl der Beobachtungsjahre	Grösste monatl. Regenhöhe während der Monate Oktober bis März	Grösste monatl. Regenhöhe während der Monate April bis September
Aachen	23	151 Februar	162 September
Altona	27	162 Dezember	181 Juli
Arnsberg	37	221 Dezember	222 Juli
Berlin	53	134 März	229 Juli

[39]) P. Gerhardt, Handbuch der Ing.-Wissensch. III. Teil. Der Wasserbau. 4. Aufl. 1. Band. S. 24. — Meteorol. Zeitschr. 1898. S. 263. Siehe daselbst S. 23 auch wegen der Angaben in Tab. VI

Ort	Zahl der Beobachtungs-jahre	Grösste monatl. Regenhöhe während der Monate Oktober bis März	Grösste monatl. Regenhöhe während der Monate April bis September
Birkenfeld	42	312 Dezember	210 Juli
Bonn	55	123 Dezember	204 Juli
Boppard	56	145 Oktober	182 August
Bremen	47	185 Dezember	235 Juli
Bromberg	39	107 Oktober	206 Juli
Breslau	36	93 November	229 August
Cöln	55	152 März	187 August
Danzig	80	137 Oktober	207 Juli
Emden	52	152 Oktob./Novemb.	174 August
Erfurt	53	109 September	202 Juli
Frankfurt a. M.	67	153 November	208 Juli
Fulda	36	152 März	243 Juli
Giessen	52	159 Oktober	224 Juli
Görlitz	36	128 März	204 Juli
Gotha	41	127 Oktober	214 Juni
Göttingen	46	128 Dezember	186 Juli
Halle a. S.	50	148 November	206 Juli
Hanau	31	143 Oktober	259 Juli
Hannover	46	135 Dezember	161 Juli
Jena	61	116 Oktober	186 Juli
Jever	46	169 Oktober	221 September
Kiel	33	152 Oktober	161 Juli
Klausthal	47	456 Dezember	361 Juni
Königsberg in Pr.	50	179 Oktober	186 Juli
Köslin	53	169 Oktober	210 August
Krefeld	55	173 Dezember	157 August
Kreuznach	35	90 Oktober	153 Juni
Lingen	47	148 Dezember	178 Juli
Lüneburg	48	128 Dezember	200 Juni
Mainz	40	129 Oktob./Novemb.	167 August
Münster i. W.	64	175 Dezember	202 Juli
Oldenburg	27	153 Dezember	190 Juli
Posen	52	112 November	180 August
Ratibor	35	96 November	218 Juli
Rostock	32	143 Oktober	189 Juli
Stettin	53	117 Oktober	205 August
Tilsit	79	172 Oktober	206 Juni
Trier	79	181 November	239 September
Wiesbaden	36	141 November	162 Juli

Die Tabelle lehrt, dass der Monat der grössten Niederschläge im Sommerhalbjahr der Juli ist, während für das Winterhalbjahr der Dezember diese Stelle einnimmt.

Da unter Umständen Niederschläge während eines Monats ganz ausfallen können, so muss als kleinste monatliche Regenhöhe die Zahl 0 gelten.

Tägliche Niederschläge. Für die Erforschung der Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluss bietet die Aufschreibung der täglichen Niederschläge die grösste Aussicht auf Erfolg. Wenn man in die Seite 140 und 141 gekennzeichnete Profiltafeln der täglichen Wasserstände und sekl. Wassermengen auch die täglichen Regenhöhen eines Vorflutgebietes einträgt, so kann man mit einem Blicke die Verhältnisse im grossen und ganzen übersehen und man wird unter Umständen in der Lage sein, aus vieljährigem Beobach-

tungsmaterial die Abflusszeit, d. h. die Zeit, welche zwischen dem Fall des Regens und dem Erscheinen im Flusslauf durchschnittlich vergeht, zu erkennen. Ist das im Einzelfalle möglich, so wird man auch für ein bestimmtes Vorflutgebiet durchschnittliche monatliche Verlusthöhen berechnen können. Aber diese monatlichen Verlusthöhen werden immer nur für ein und dasselbe Vorflutgebiet Gültigkeit haben und es muss vorläufig noch weiterer Forschung überlassen bleiben, festzustellen, ob und in wie weit es möglich sein wird, aus dergleichen Beobachtungen zuverlässige Schlüsse auf die monatlichen Verlusthöhen eines anderen Vorflutgebietes zu ziehen.

In der nachstehenden Tabelle sind für eine Reihe von Orten die grössten täglichen Regenhöhen während einer längeren Beobachtungsperiode angegeben und die Monate hinzugefügt, in denen sie beobachtet wurden.

Tabelle IX.
Grösste tägliche Regenhöhen.

Ort	Zahl der Beobachtungsjahre	Grösste Regenhöhe in 24 Stunden	im Monat
Aachen	23	75	Juni
Berlin	44	76	Juli
Breslau	40	112	August
Cöln	36	63	August
Danzig	31	46	August
Erfurt	36	82	Juli
Frankfurt a. O.	36	94	Juli
Halle	40	89	Juli
Hamburg	15	86	Juni
Hannover	29	62	Juni
Heiligenstadt	36	58	Juli
Kiel	18	57	Juli
Klausthal	36	116	Juni
Königsberg i. Pr.	42	69	September
Liegnitz	?	49	Juli
Posen	40	83	Juli
Schneekoppe	?	178	Juli
Schreiberhau	?	81	August
Stettin	36	85	August
Thorn	19	52	Juli
Trier	36	78	Juni
Weimar	10	54	Juli
Zwickau	27	72	Oktober

Bei den Vorarbeiten für die Remscheider Talsperre wurden in den Jahren 1888 bis 1896 als grösste Niederschlagsmengen innerhalb von 24 Stunden diejenigen am 28. Juli 1888 mit 95 mm beobachtet[40]).

Eine der grössten in Norddeutschland bekannt gewordenen Regenmengen eines Tages ist mit 238 mm bei einem Wolkenbruche am 22. Juli 1885 auf dem Büchenberge zwischen Werningerode und Elbingerode in nicht ganz 24 Stunden beobachtet.

Bei dem Wolkenbruch am 30. Juli 1897 in dem Vorflutgebiet der Lomnitz, des Bobers und des Zackens, Schlesien, sind auf der Schneekoppe 232 mm festgestellt.

Über die in den kritischen Tagen vom 27. bis 31. Juli 1897 in dem Vorflutgebiet des Queis gefallenen Regenmengen gibt die nachstehende Tabelle Auskunft[41]):

[40]) Karl Borchardt, Die Remscheider Stauweiher-Anlage. München 1897.

[41]) Bachmann, „Die Talsperrenanlage bei Marklissa am Queis". Dezember 1903.

Tabelle X.

Der Regenhöhen und Regenmengen im Vorflutgebiete

Datum	Flächeninhalt, Regenhöhe und Menge					
	Flinsberg 68,94 qkm		Greiffenberg 106,23 qkm		Wiegandstal 46,01 qkm	
	mm	cbm	mm	cbm	mm	cbm
27. Juli	14,4	1 100 000	9,0	956 070	11,1	510 711
28. Juli	40,6	2 799 114	28,1	2 985 063	32,6	1 499 926
29. Juli	31,0	2 137 140	19,4	2 060 860	23,25	1 069 733
29. Juli	127,0	8 755 380	79,0	8 392 170	95,25	4 382 453
30. Juli	14,0	965 160	6,4	679 872	8,1	372 681
31. Juli	13,0	896 220	18,5	1 965 255	19,2	883 392
1. August	29,4	2 026 836	20,0	2 124 600	28,8	1 325 088
2. August	13,9	958 266	9,1	966 693	11,0	506 110

Zu dieser Tabelle sei erwähnt, dass Flinsberg auf etwa 600,0 m über N. N. liegt mit Erhebungen in der Umgebung, welche bis über 1000,0 m emporsteigen. Wiegandstal auf 440,0 m, Greiffenberg auf 320,0 m, Liebental auf 400,0 m.

Über die im Juli 1903 im Quellgebiet der Oder beobachteten grössten Regenhöhen macht die preussische Landesanstalt für Gewässerkunde in ihrem Bericht über das Hochwasser für einige hochgelegene Regenmesstellen folgende Angaben:

Tabelle XI.

Grösste Regenhöhen im Odergebiet am 9.—11. Juli 1903[42]).

Ort	Seehöhe in m	Flussgebiet	24 stündige Mengen in mm		48 stündige Gesamtmenge in mm
			9./10.	10./11.	
Westlicher Teil.					
Neu-Rothwasser . . .	810	Weidenauer Wasser	240,2	77,8	318,0
Alt-Reihwiesen . . .	757	Oppa	221,0	91,7	312,7
Rauschbach	559	Freiwaldauer Biele	217,0	85,1	302,8
Gräfenberg	625	Freiwaldauer Biele	200,0	89,2	289,2
Bielendorf	695	Landecker Biele	178,5	65,0	243,5

[42]) Denkschrift der Landesanstalt für Gewässerkunde über das Hochwasser im Oder- und Weichselgebiet vom Juli 1903. Vorlage Nr. 175 der Königl. Preussischen Regierung an das Abgeordneten-Haus. 20. Legislaturperiode. I. Session 1904. Seite 8.

des Queis vom 27. Juli bis 2. August 1897.

des Niederschlagsgebietes				Gesamt-Regenmenge	Zeitdauer des Regenfalls	Sekundl. Regenmenge
Liebental 60,69 qkm		Beerberg 24,56 qkm				
mm	cbm	mm	cbm	cbm	Stunden	cbm
16,9	1 025 661	10,2	250 512	3 842 954	4 Uhr nachm. bis 7 „ morg. = 14 Std.	70,12
34,1	2 069 529	22,8	559 968	9 913 600	7 Uhr morg. bis 7 „ „ = 24 Std.	114,7
15,06	913 991	26,5	650 840	6 832 564	7 Uhr morg. bis 7 „ nachm. = 12 Std.	158,1
61,74	3 747 006	108,3	2 659 848	27 986 857	7 Uhr nachm. bis 7 „ morg. = 12 Std.	644,4
6,9	418 761	3,1	75 636	2 512 110 51 088 085	7 Uhr morg. bis 7 „ „ = 24 Std.	29,8
5,9	358 071	2,8	68 768	4 171 706	7 Uhr morg. bis 7 „ „ = 24 Std.	48,2
9,6	582 624	32,4	795 744	6 854 892	7 Uhr morg. bis 7 „ „ = 24 Std.	79,3
11,8	716 142	8,2	201 392	3 348 603	7 Uhr morg. bis 7 „ „ = 24 Std.	38,8

Fortsetzung von Tabelle XI.

Ort	Seehöhe in m	Flussgebiet	24 stündige Mengen in mm		48 stündige Gesamtmenge in mm
			9./10.	10./11.	
Östlicher Teil.					
Lysahora	1 325	Ostrawitza	71,5	192,0	263,5
Podolanki	686	Ostrawitza	41,5	175,7	217,2
Morawka	450	Ostrawitza	42,9	126,8	169,7
Tyra	470	Olsa	38,1	126,2	164,3

Im Osten blieb die Fläche mit mehr als 200 mm Regenfall in jenen zwei Tagen auf das Quellgebiet der Ostrawitza beschränkt und der Höchstbetrag, der auf der Lysahora gemessen wurde, belief sich hier auf 263,5 mm, war also geringer als beim westlichen Niederschlagsherde. Ein fernerer Unterschied besteht darin, dass im östlichen Regenherde die grösste Stärke des Niederschlags sich auf den 10. bis 11. Juli verschob.

Solche gewaltige Niederschlagshöhen von mehr als 100 mm in 24 Stunden beschränken sich im europäischen Berg- und Flachlande fast immer auf kleine Gebiete und auf die Zeit von ein bis zwei Tagen. Auch ist ihr Eintritt für ein und denselben Ort kaum häufiger als 2 bis 3 mal im Jahrhundert zu erwarten.

Ständliche Regenhöhen. Da sich bei kleinen Vorflutgebieten der Einfluss starker Niederschläge oft schon nach Stunden durch Flutwellen bemerkbar macht, so ist es, wie bereits erwähnt, von Interesse, durch selbstschreibende Regenmesser den stünd-

lichen Verlauf der Niederschläge festzustellen. Man pflegt die stärksten Regengüsse, welche mindestens 18 mm in der Stunde oder 0,3 mm in der Minute ergeben, als **Sturzregen** zu bezeichnen. Derartige Sturzregen bilden meistens einen Teil eines längeren Regenfalls. Nach P. **Gerhardt** kommen die meisten Sturzregen in den Nachmittagsstunden vor, während in der Nacht Sturzregen seltener und die Morgenstunden ganz frei von ihnen sind. Sturzregen sind Erscheinungen, welche sich fast immer nur auf sehr kleine Gebiete ausdehnen, im Gegensatz zu den Landregen, welche sich gleichzeitig über sehr grosse Flächen erstrecken können. In der nachfolgenden Tabelle sind einzelne Angaben aus einer umfangreichen Tabelle im ersten Bande des dritten Teils des Handbuches der Ingenieurwissenschaften zusammengestellt.

Tabelle XII.

Sturzregen.

Ort	Regen von mehr als einer Stunde Dauer				Regen von 60 Minuten und geringerer Dauer			
	Tag	Regenhöhe mm	Dauer	Regenhöhe a. d. Std. mm	Tag	Regenhöhe mm	Dauer Min.	Regenhöhe a. d. Min. mm
Gotha	3. Juni 1895	54,5	1 Std. 35 M.	34,4	19. Juni 1895	22,5	20	1,13
Braunschweig	5. Juni 1897	25,0	1 Std. 4 M.	23,4	27. Juli 1895	6,0	2	3,00
Darmstadt	—	—	—	—	28. Juli 1902	6,3	4	1,58
Schwerin	11. Mai 1890	111,0	1 Std. 35 M.	70,1	—	—	—	—
Oldenburg	13. Juli 1899	108,0	4 Std.	27,0	—	—	—	—
Berlin	11. Juli 1858	67,0	11 Std.	6,0	30. Mai 1861	43,0	60	0,72
Berlin	14. April 1902	166,0	5 Std. 45 M.	28,8	22. Juni 1891	18,9	14	1,35
Berlin	—	—	—	—	22. Juli 1893	34,3	26	1,32
Hannover	—	—	—	—	20. Juli 1901	19,8	20	0,99
Blankenbach Kr. Rotenburg	—	—	—	—	13. Juli 1899	53,0	30	1,77
Fulda	—	—	—	—	8. Aug. 1899	41,0	60	0,68
Kassel	25. 26. Juli 1894	84,6	7 Std. 38 M.	11,1	—	—	—	—
Sigmaringen	6. Juni 1895	48,8	1 Std. 50 M.	26,6	—	—	—	—
Königsberg i. Pr.	27. Aug. 1867	58,0	2 Std.	29,0	16. Juni 1864	55,0	45	1,22
Kolberg	7. Sept. 1880	102,0	7 Std.	14,6	7. Sept. 1880	28,0	30	0,94
Stralsund	—	—	—	—	31. Aug. 1899	7,9	8	0,99
Meseritz	30. Juli 1897	75,6	8 Std.	9,4	20. Mai 1899	9,9	3	3,30
Aachen	30. Juni 1901	37,5	1 Std. 40 M.	22,5	4. Juni 1896	26,0	52	0,50
Cöln	—	—	—	—	27. Aug. 1894	28,6	60	0,48
Trier	—	—	—	—	30 Juni 1897	39,4	55	0,72
Eisleben	—	—	—	—	16. Aug. 1893	17,6	5	3,52
Naumburg a. S.	9. Juli 1898	41,2	1 Std. 55 M.	22,5	—	—	—	—
Bunzlau	21. Juli 1893	54,5	1 Std. 47 M.	30,6	—	—	—	—
Flinsberg (S. 162)	29. 30. Juli 1897	127,0	10 Std.	12,7	—	—	—	—
Görlitz	4. Juli 1891	58,9	2 Std. 50 M.	20,8	—	—	—	—
Ratibor	26. Juni 1881	68,0	1 Std. 30 M.	45,3	5. Sept. 1892	32,0	46	0,70
Kiel	14. Aug. 1859	89,0	5 Std.	17,8	3. Okt. 1879	24,0	20	1,20
Plön	23. Mai 1893	40,5	1 Std. 30 M.	27,0	—	—	—	—
Bochum	20. Aug. 1900	63,0	1 Std. 21 M.	46,7	—	—	—	—
Paderborn	7. Aug. 1894	26,2	1 Std. 5 M.	24,2	—	—	—	—
Danzig	27. Juni 1891	63,4	2 Std. 40 M.	23,8	—	—	—	—
Pollum Kr. Pr. Stargard	—	—	—	—	22. Mai 1898	71,7	45	1,59
Dresden	29. Juni 1874	75,0	1 Std. 30 M.	50,0	18. Juni 1876	41,0	30	1,37

Ort	Regen von mehr als einer Stunde Dauer				Regen von 60 Minuten und geringerer Dauer			
	Tag	Regenhöhe mm	Dauer	Regenhöhe a. d. Std. mm	Tag	Regenhöhe mm	Dauer Min.	Regenhöhe a. d. Min. mm
Basel	—	—	—	—	5. Aug. 1889	18,4	8	2,30
Bern	—	—	—	—	19. Juni 1877	66,0	45	1,46
Budapest	—	—	—	—	26. Juni 1875	66,0	60	1,10
Genf	30. Mai 1827	162,0	3 Std.	54,0	—	—	—	—
Marseille	15. Sept. 1872	240,0	2 Std.	120,0	—	—	—	—
Palermo	21. Okt. 1867	76,0	1 Std. 15 M.	60,8	—	—	—	—
Paris	—	—	—	—	20. Sept. 1867	41,0	20	2,05
Wien	—	—	—	—	3. Juli 1895	26,5	20	1,33
Zürich	—	—	—	—	1. Sept. 1894	17,0	7	2,43

Soviel über Regenhöhen. Nunmehr kommt die Frage nach

2. Verlusthöhe und ihre Ursachen.

Die Hauptursachen für die Verlusthöhe sind:
die Verdunstung,
die Versickerung, und
der Pflanzenwuchs.

a) Die Verdunstung.

Die Verdunstung hängt ab von der Lufttemperatur, dem Feuchtigkeitsgrad und der Bewegung der Luft; sie nimmt mit der Temperatur zu und zwar vermag die Luft bei einem Barometerstande von 760 mm an Feuchtigkeit (Wasserdampf) aufzunehmen[43]):

Bei — 20	— 15	— 10	— 5	0	+ 5	10	15	20	25	30 Celsius
0,94	1,34	2,15	3,16	4,57	6,31	9,14	12,67	17,67	23,52	31,51 g in 1 cbm
0,77	1,19	1,76	2,59	3,75	5,34	7,51	10,43	14,33	19,47	26,18 g in 1 kg

Man sieht aus dieser Zahlenreihe, dass die Zunahme der Verdunstung mit wachsender Temperatur in einem stärkeren Verhältnis, als dem geradlinigen steigt. Hieraus erklärt sich die verhältnismässig kleine Verdunstung im Winter und die grossen Verdunstungshöhen an heissen Sommertagen, ebenso erklärt sich daraus der Umstand, dass die Verdunstung am Tage um ein vielfaches grösser ist, als in der Nacht.

Je weniger mit Feuchtigkeit gesättigt eine Luftschicht ist, um so mehr kann sie noch aufnehmen. Ist keine Bewegung in der Luft, so sättigt sich die über einer grösseren, freien Wasserfläche oder über durchfeuchteten Bodenflächen liegende Luftschicht allmählich mit Wasserdampf und die Verdunstung hört auf. Werden aber durch Wind immer neue ungesättigte Luftschichten auf die Verdunstungsfläche hingeführt, so findet eine lebhaftere und dauernde Verdunstung statt.

Da nun die Luft um so mehr mit Wasserdampf gesättigt wird, je länger sie über einer wasserreichen Verdunstungsfläche hinwegstreicht, so ist die Verdunstung im allgemeinen bei Wind an der zugekehrten Seite am stärksten und nimmt nach der dem Wind abgekehrten Seite hin ab. Hieraus erkennt man die Gründe, weswegen die

[43]) R. Börnstein, Leitfaden der Wetterkunde. 1901. S. 30,

mittlere Verdunstung einer kleinen Wasseroberfläche, z. B. derjenigen eines auf dem Lande aufgestellten Gefässes, grösser sein muss, als die mittlere Verdunstung einer grossen Wasserfläche und auch grösser als diejenige einer gleich kleinen Gefässoberfläche, welche statt auf dem Lande, mitten in einem See in der Höhe des Seespiegels aufgestellt würde.

Es haben die Untersuchungen ergeben, dass die Verdunstung einer mit Wasser gesättigten Bodenfläche, welche mit Pflanzenwuchs bedeckt ist, erheblich grösser ist, als die Verdunstung einer gleich grossen, freien Wasserfläche. Umgekehrt verdunstet in der Zeiteinheit auf einer freien Wasserfläche durchschnittlich mehr Wasser, als auf einer gleich grossen von Pflanzen unbedeckten Bodenfläche. Diese Erscheinungen erklären sich daraus, dass die Gesamtheit der wasserhaltenden Flächen, welche der Sonne und dem Winde ausgesetzt werden, bei der mit Pflanzenwuchs bedeckten Bodenfläche grösser, bei einer von Pflanzen unbedeckten Bodenfläche aber kleiner ist, als bei einer Wasserfläche von gleicher Grundfläche[44]). In diese Gedankenreihe passt auch die Beobachtung, dass auf einer Waldfläche nur etwa 0,33% bis 0,40% von derjenigen Wassermenge verdunstet, welche bei einer gleich grossen mit Gras oder Getreide bestandenen Fläche an die Luft abgegeben wird, dass aber andererseits eine Waldfläche erheblich mehr verdunstet, als eine kahle Bodenfläche; ferner die Beobachtung, dass die Form der Oberfläche und ihr Rauhigkeitsgrad die Verdunstungshöhe beeinflussen, insofern, als bewegte und rauhe Oberflächen der Luft und der Sonne mehr Angriffspunkte bieten, als ebene und glatte[45]).

Durch die Versuche von C. Eser und anderen ist festgestellt, dass die Verdunstung einer Bodenfläche abnimmt, sobald die oberste Schicht ausgetrocknet ist und ferner, dass diejenigen Bodenarten unter sonst gleichen Umständen eine grössere Verdunstung nach Austrocknung der Oberfläche zeigen, welche eine grosse Kapillarität besitzen — also alle sandigen Bodenarten — und welche infolgedessen die Feuchtigkeit der tieferen Schichten schneller an die Oberfläche steigen lassen[46]). Schon ein Austrocknen des Bodens bis 2 cm Tiefe ermässigt die Verdunstung nach Esers Versuchen unter sonst gleichen Verhältnissen in den Monaten Mai und Juni bei Quarzsand auf ungefähr 34%, bei Kalksand auf 66%.

Auch die Farbe des Bodens ist von Einfluss, indem die Gelände mit dunkler Oberfläche mehr Wasser an die Luft abgeben, als solche mit heller Oberfläche[46]) und zwar nach den Abstufungen schwarz, grau, braun, gelb, weiss[47]).

Wenn auch nach den obigen Mitteilungen die Verdunstung pro Zeiteinheit bei pflanzenbedecktem Gelände grösser sein kann, als bei einer Seefläche, so muss doch die Gesamtverdunstung des Sommers oder des ganzen Jahres bei einer Seefläche grösser werden und besonders in trocknen Jahren, als diejenige des Geländes, weil hier in regenloser Zeit allmählich durch Sonne und Wind eine Austrocknung stattfindet, während auf der Seefläche das Wasser stets den verdunstenden Wirkungen von Wärme und Wind ausgesetzt bleibt. Flache Seen, welche durch offene Zuflüsse oder unterirdische aus dem Grundwasser nicht gespeist werden,

---

[44]) Versuche von Th. Hartig, Allgem. Forst- und Jagd-Zeitung. 1878. S. 3.

[45]) Versuche von F. Masure, Ann. agronomiques 1882. S. 161. Untersuchungen von Risler, mitgeteilt in Biedermanns Zentralblatt für Agrikulturchemie. 1872. S. 160. — M. Fautrat, Observations météorologiques faites de 1874 à 1878. Paris 1878.

[46]) E. Ebermayer, Die physikalische Einwirkung des Waldes auf Luft und Boden und seine klimatologische und hygienische Bedeutung. Berlin 1873. S. 17.

[47]) Versuche von C. Eser, Forschungen aus dem Gebiete der Agrikulturphysik von Wollny. 1884. S. 1.

trocknen daher in heissen Sommern, besonders in den wärmeren Klimaten, gänzlich aus. Im allgemeinen ist also die Jahresverdunstungshöhe eines Seespiegels höher, als die durchschnittliche Jahresverdunstung auf dem Gelände seines Vorflutgebietes. Daraus erklärt es sich, dass die jährliche Verlusthöhe in Gebieten mit grossen Seeoberflächen grösser ist, als in solchen ohne Seen oder mit kleinen Seeoberflächen.

Die Messung der Verdunstung erfolgt durch sogenannte Verdunstungsmesser (Atmometer oder Evaporimeter). Diese bestehen aus Schalen oder kastenförmigen Gefässen[48]), welche mit Wasser oder mit durchfeuchtetem Boden[49]) gefüllt sind. Naturgemäss kann die Verdunstungsfläche der Messer nur klein sein und es ist deshalb ganz unmöglich, durch derartige Apparate Verhältnisse zu schaffen, welche die ausserordentliche Mannigfaltigkeit der für ein ganzes Vorflutgebiet tatsächlich bestehenden Umstände auch nur angenähert berücksichtigen. Verhältnismässig am nächsten der Wirklichkeit können die Resultate der schwimmenden Verdunstungsmesser auf offenen Seen kommen, weil hier die Verhältnisse des Messers im kleinen den grossen Verhältnissen der Wasseroberfläche immerhin ähnlich werden. Aber diese Beobachtungen sind schwierig und kostspielig durchzuführen und es fehlt infolgedessen z. Z. zuverlässiges Beobachtungsmaterial für Binnenseen fast noch gänzlich.

Die Beobachtungen der Höhe des Wasserspiegels von grösseren Seeflächen in regenfreier Zeit lassen sichere Schlüsse auf die Verdunstung deshalb nur ausnahmsweise zu, weil ausser der Verdunstung und den messbaren offnen Abflüssen, auch die Versickerung eine grosse Rolle spielt. Letztere aber ist der Menge nach genau genug festzustellen ungemein schwierig, wenn nicht unmöglich.

Mit den sich aus Obigem ergebenden Vorbehalten sind daher alle Angaben über Verdunstungshöhen zu betrachten.

Jährliche Verdunstungshöhen. Es wird die jährliche Verdunstungshöhe unter dem Äquator in Cumana, Süd-Amerika mit 3520 mm angegeben, diejenige von Oberägypten mit 1825 mm[50]). Nach Th. Rehbock[51]) sind in der Kapkolonie folgende Verdunstungshöhen festgestellt.

Tabelle XIII.
Verdunstungsmessungen in der Kapkolonie.

Ort	Meereshöhe in m	Anzahl der Beob.-Jahre	Jährliche Verdunstungshöhen in m		
			mittlere	grösste	kleinste
Dunbrody bei Port Elisabeth	60	4	1,470	1,500	1,380
Molteno-Reservoir bei Kapstadt	100	7	1,540	1,690	1,330
Van Staatens Rivier bei Port Elisabeth . .	280	9	1,200	1,780	0,800
Beaufort West in der Karroo	870	3	2,670	2,910	2,410

In dem Elbstrombuch werden im ersten Bande, Seite 92 die nachfolgenden Angaben gemacht:

---

48) H. Wild, Verdunstungsmesser auf freier Wasserfläche. Wollny, Forschungen auf dem Gebiete der Agrikulturphysik. 1882. S. 368.

49) P. Gerhardt, Verdunstungsmesser für durchtränkten Boden. Handbuch der Ing.-Wissensch. III. Teil. Wasserbau. S. 49 und folgende.

50) R. Jasmund, Handbuch der Ing.-Wissensch. Dritter Teil. Wasserbau. 4. Aufl. 1. Bd. S. 273.

51) Th. Rehbock, Deutsch-Süd-West-Afrika, seine wirtschaftliche Erschliessung etc. Berlin 1898 Seite 44.

Tabelle XIV.
Verdunstungshöhen im Elbgebiet.

Ort, Zeit und Autor	Verdunstung in mm																
	Novemb.	Dezemb.	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Septemb.	Oktober	Jahr	XII.—II.	III.—V.	VI.—VIII.	IX.-XI.
Prag 1876/90 Penck	18,8	14,6	15,8	18,5	33,1	55,8	83,5	95,0	96,6	85,6	54,4	31,6	603,3	48	172	277	105
Dresden 1883/93 Lindemann	15,4	13,2	10,7	14,4	28,1	48,6	55,5	47,9	44,1	47,9	33,6	21,2	380,6	38	132	140	70
Chemnitz 1883/93 Lindemann	16,5	15,3	13,0	15,7	25,0	38,6	50,6	43,1	44,1	43,7	35,0	26,8	366,9	44	114	131	78
Magdeburg 1881/92 Grützmacher	14,4	9,2	9,7	11,0	24,2	48,4	71,5	82,1	82,6	70,0	55,6	24,1	502,8	30	144	235	94

Collin[52]) fand mittelst Verdunstungsmessern von 6 qm Oberfläche:

	Dijon	Bar-le-duc	Agen	Cardillac	Montrejean	Auxerre	Sens	Montbard
Jährl. Verdunstungshöhen	667	581	833	848	1231	577	808	589 mm

Nach den 14 Jahre lang von Stark angestellten Versuchen in Augsburg betrug die Verdunstung des Wassers unter Einwirkung des Sonnenlichtes:

März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November
113	174	200	205	221	223	198	115	76 mm

Weil das Gerät durch das Gefrieren des Wassers beschädigt wurde, sind die Beobachtungen während der Frostmonate ausgesetzt worden.

Sowohl die Beobachtungen von Collin, als auch die von Stark zeigen, dass die durch die Messer festgestellten Verdunstungshöhen des Jahres zum Teil nicht nur die Regenhöhen erreichen, sondern erheblich grösser sind, als diese. Solche Beobachtungsresultate dürften z. T. darin ihren Grund haben, dass man in kleinen Gefässen dauernd Wasserflächen der Verdunstung aussetzte und diese Verdunstungen mass, also Verhältnisse schuf, welche höchstens ausnahmsweise für eine Seeoberfläche, keinesfalls aber im Durchschnitt für ein Vorflutgebiet zutreffen können. Schon die Versuche von Delaporte[53]), welche er 1839 bis 1845 bei Dijon und an anderen Stellen in der Nähe des Kanals von Bourgogne anstellte, haben nachgewiesen, dass die Verdunstungshöhen, welche an 6 qm grossen gemauerten und mit Zink ausgekleideten 1,2 m tiefen Verdunstungsgruben beobachtet wurden, um etwa $^1/_3$ kleiner waren, als diejenige der unmittelbar daneben aufgestellten Geräte von 0,1 qm Fläche. Aus diesen Beobachtungen folgt, dass man den Anteil der Verdunstung an der Verlusthöhe zu hoch rechnen würde, wenn man die in kleinen Messgefässen festgestellten Höhen einfach auf ein grosses Vorflutgebiet übertragen wollte.

---

[52]) Collin, Comptes rendus de l'Académie des siences 1865. S. 250; erwähnt in der Zeitschr. der österr. Gesellschaft für Meteorologie. VII. S. 121.

[53]) Ann. des ponts et chausséeș, 1850. II. S. 383.

Für England beträgt nach Humber die jährliche Verdunstungshöhe 540 mm, wovon die Hälfte auf die 4 Monate Juli bis Oktober entfallen sollen.

Die jährliche Verdunstungshöhe für Kopenhagen wird mit 209 mm angegeben.

Die jährliche Verdunstungshöhe im Königreich Sachsen soll im Durchschnitt 374 mm betragen. Nach den Beobachtungen von Professor Müttrich in Eberswalde[54]) haben sich in den 5 Beobachtungsjahren 1875—1879 die jährlichen Verdunstungen bei 13 Messstationen

im Walde zu 125 mm,
im Freien zu 303 mm

ergeben.

Die Beobachtungen zur Bestimmung der Speisewassermenge des Marnekanals ergaben vom 1. Juli 1844 bis zum Juli 1845 eine Verdunstungshöhe von 436 mm, vom 1. Juli 1845 bis 1. Juli 1846 eine Verdunstungshöhe von 625 mm.

Für die Anlage von Talsperren sind von Intze[55]) in Lennep, im Uelfe- und im Bevertale während der Jahre 1889—1892 gleichzeitig mit den bereits erwähnten Beobachtungen über Niederschlagshöhen (vergl. Tab. VII, S. 158/159) auch Beobachtungen über Verdunstungshöhen gemacht worden, welche in der nachfolgenden Tabelle wiedergegeben sind.

Tabelle XV.

Niederschlags- und Verdunstungshöhen in drei benachbarten Tälern.

	Lennep		Uelfetal		Bevertal	
	Niederschlag	Verdunstung	Niederschlag	Verdunstung	Niederschlag	Verdunstung
1889						
Januar	54,6	25	45,4	35	38,6	27
Februar	112,9	—	76,7	—	60,0	—
März	73,6	70	67,9	90	55,5	60
April	39,5	58	36,7	107	29,1	97
Mai	77,9	98	53,0	132	53,9	134
Juni	81,1	124	55,6	166	82,9	154
Juli	153,0	110	171,0	114	149,3	168
August	165,9	115	158,1	95	142,5	135
September	126,3	102	120,2	85	105,0	102
Oktober	54,0	83	42,1	67	29,0	75
November	54,15	50	52,5	30	37,35	33
Dezember	136,5	20	115,2	15	110,6	—
im ganzen Jahr	1129,4	855	989,4	936	893,7	985

Es betrug die Verdunstung in den Monaten April—September in % der Jahresverdunstung:

	1889	1890	1891	1892
in Lennep	71,0 %	80,0 %	78,0 %	82.0 %
im Uelfetal	75,0 %	79,0 %	68,0 %	81,0 %
im Bevertal	80,0 %	82,0 %	80,0 %	82,0 %
durchschnittlich	75,3 %	80,3 %	75,3 %	81,7 %

[54]) Müttrich, Beobachtungsergebnisse der forstlichen Versuchsanstalten usw. Berlin.

[55]) P. Ziegler, Der Talsperrenbau. S. 19.

	Lennep		Uelfetal		Bevertal	
	Niederschlag	Verdunstung	Niederschlag	Verdunstung	Niederschlag	Verdunstung
1890						
Januar	192,5	40	197,0	36	158,4	24
Februar	6,0	—	—	—	—	—
März	61,0	60	58,3	63	55,2	62
April	98,35	95	89,2	71	79,2	90
Mai	76,95	100	77,2	129	68,7	154
Juni	98,5	94	86,6	99	71,4	107
Juli	149,0	89	161,4	107	134,5	118
August	162,7	83	144,6	89	146,2	115
September	16,3	65	12,6	64	13,0	67
Oktober	166,5	38	144,4	36	141,0	32
November	264,85	10	232,5	10	221,4	20
Dezember	5,6	—	—	—	—	—
im ganzen Jahr	1297,5	629	1103,8	704	1089,0	799
1891						
Januar	155,65	—	135,0	—	127,0	—
Februar	8,7	—	—	—	—	—
März	160,2	50	144,3	50	92,7	50
April	86,0	60	100,7	55	73,1	60
Mai	77,3	110	90,9	107	65,5	120
Juni	181,0	90	172,7	82	172,7	105
Juli	101,8	110	111,9	116	91,0	125
August	112,0	90	78,6	86	73,6	100
September	44,2	80	43,1	82	35,2	85
Oktober	61,2	68	68,7	66	46,6	70
November	48,6	26	48,6	33	46,0	34
Dezember	192,6	—	177,0	4	182,6	—
im ganzen Jahr	1229,2	684	1170,0	781	1005,5	749
1892						
Januar	102,4	—	72.2	—	60,5	—
Februar	79,1	20	64,7	22	54,2	22
März	43,1	58	25,5	68	34,0	58
April	44,2	79	30,5	106	34,1	80
Mai	72,2	156	55,4	160	52,1	157
Juni	85,9	118	85,3	113	65,5	125
Juli	68,35	124	73,0	123	44,7	137
August	84,41	118	75,75	118	70,8	125
September	144,35	52	115,3	55	99,3	59
Oktober	100,6	45	86,7	48	88,6	51
November	66.7	22	58,0	22	47,0	22
Dezember	130,0	—	128,0	—	127,0	—
im ganzen Jahr	1017,3	792	865,4	835	777,8	836

Dass die Jahresverdunstungshöhen der Tabelle XV zum Teil höher sind, als die Niederschlagshöhen dürfte gleichfalls darauf zurückzuführen sein, dass in den kleinen Verdunstungsmessern die Verdunstung grösser war, als die wirkliche im ganzen Vorflutgebiet, da man dauernd in den Schalen Wasser der Verdunstung aussetzte, während in Wirklichkeit bei fehlenden oder geringen Niederschlägen durch die Abtrocknung der Oberfläche die Verdunstung stark zurückgegangen ist.

Auch wenn nach den mit kleinen Schalen gewonnenen Messresultaten durchschnittlich 50—70% und mehr der Regenmenge verdunsten sollen, kann man in Gebirgsflüssen und zwar auch an solchen, welche nicht von Gletschern gespeist werden, mitunter feststellen, dass die jährliche Abflussmenge die jährliche Niederschlagsmenge fast erreicht, oder wohl sogar überschreitet. Das hat seinen Grund erstens darin, dass die Abflüsse im Gebirge wegen der Schnee- und Eisschmelze ebenso von der Temperatur, als von den Niederschlägen abhängen und ferner darin, dass die in den Tälern verdunsteten Wassermengen durch die Sonnenwärme in Form von Wolken aufsteigen und sich nach den kühleren Bergspitzen hinziehen. Man kann oft im Gebirge beobachten, wie einige Stunden nach Sonnenaufgang aus allen Tälern Wolken aufsteigen, welche sich am Nachmittag um die Bergspitzen sammeln und dort bis zum Abend hängen bleiben. Bei untergehender Sonne werden die Spitzen wieder klar, weil der Wassergehalt der Wolken sich in Form von Schnee oder Nebel niederschlägt und dann später wieder zu Tal fliesst. Auf diese Weise wird durch die Sonne ein kleiner Kreislauf erzeugt, welcher Teile der in Ombrometern messbaren Niederschläge eines Jahres mehrfach an ein und derselben Stelle eines Flusses erscheinen lässt. Derselbe Vorgang findet gleichfalls in den Tälern des Berglandes statt, wenn auch in kleinerem Masstabe. Auch die Länge der Beobachtungsperiode spielt bei den Feststellungen der Verlusthöhen, besonders im Gebirge, insofern oft eine grosse Rolle, als z. B. Schnee, der im Jahre vorher gefallen war, erst in einem folgenden Beobachtungsjahr zur Schmelze und zum Abfluss kommen kann, und damit mehr oder weniger stark die Verlusthöhe eines Jahres beeinflusst.

Monatliche Verdunstungshöhen. Aus der S. 168 gegebenen, dem Elbstrombuch entnommenen Tabelle XIV, wenn man nur die Angaben von Dresden und Chemnitz ins Auge fasst, sieht man, dass das Verdunstungsvermögen in den Monaten April bis September 2,3—2,7 mal so gross war, als in der Zeit von September bis März. Für Prag und Magdeburg ergibt sich, dass das Maximum im Juli fast sieben- bezw. neunmal so gross war, wie das Minimum im Dezember. Für die Monate April bis September und ferner für den Monat der grössten Verdunstung ergeben sich folgende Verhältniszahlen:

Tabelle XVI.
Verdunstungen in % der Jahresverdunstung.

Ort	Verdunstung während der Monate April—September		Durchschnittliche monatl. Verdunstung von April—Sept. in mm	Grösste Verdunstung eines Monats		
	mm	% der Jahresverdunstung		mm	% der Jahresverdunstung	
Prag	470,9	78	78,3	96,6	(Juli)	20,6
Dresden	277,6	78	46,3	55,5	(Mai)	20,0
Chemnitz	255,1	69	42,5	50,6	(April)	19,0
Magdeburg	410,2	81	68,3	82,6	(Juli)	20,0

Wenn man die höchsten Verhältniszahlen der obigen Tabelle auf die Beobachtungen beim Marnekanal anwenden wollte, so würden sich folgende Verdunstungshöhen ergeben:

Für die Beobachtungszeit vom	für die Monate April—September	für den Monat der höchsten Verdunstung
1. Juli 1844 bis 1. Juli 1845	353 mm	89,8 mm
1. Juli 1845 bis 1. Juli 1846	506 „	128,25 „

Aus der Tabelle der Beobachtungen in Lennep, im Uelfe- und Bevertale ergibt sich als höchste Verdunstungshöhe eines Monates diejenige im Bevertale im Monat Juli 1898 mit 168 mm. Auch die grössten monatlichen Verdunstungshöhen der übrigen Messstellen und Jahre, sowie ferner die Jahresverdunstungshöhen sind z. T. recht erheblich höher, als die aus Tabelle XIV.

Wenn auch der Wert aller dieser Zahlen absolut betrachtet, zweifelhaft erscheinen mag, so geben dieselben doch ein gutes Bild über das Verhältnis der Verdunstungen in den einzelnen Monaten, indem sie u. a. zeigen, dass die Verdunstung durchschnittlich in den Monaten April bis September 73—83 % der Jahresverdunstung ausmacht.

Auf diese Erscheinung ist es, — neben dem Umstande, dass im Winter die Versickerung im Durchschnitt klein ist und die Wasseraufnahme durch die Pflanzen ganz aufhört — zurückzuführen, dass wir in den meisten Flüssen des Hügel- und Flachlandes Nordwesteuropas in den Monaten Oktober bis April meist höhere Wasserstände haben, als in den Monaten Mai bis September, obwohl die Regenhöhe gerade in den letztgenannten Monaten die grössten sind.

Tägliche Verdunstungshöhen: Die Kenntnis der täglichen Verdunstungshöhen hat besonders Interesse für Talsperren, Seeregulierungen und namentlich für kleinere Stauweiher, welche zum Ausgleich der sekl. Wassermenge während einer kürzeren Zeitdauer bestimmt sind.

Durchschnittliche tägliche Verdunstungshöhen ergeben sich aus den Mitteilungen der monatlichen Verdunstungen.

Th. Rehbock hat vom 5. Januar bis zum 31. August 1897 an 216 Tagen Verdunstungsmessungen zu Windhoek vorgenommen und die in Tabelle XVII mitgeteilten Resultate erhalten[56].

Tabelle XVII.
Verdunstungsmessungen in Windhoek.

	Schale I	Schale II
Mittlere Verdunstungshöhe für die ganze Beobachtungszeit pro Tag . . .	12,5 mm	9,1 mm
Grösste mittlere Verdunstungshöhe in einem Monat (Januar) pro Tag . .	14,2 „	10,0 „
Kleinste mittlere Verdunstungshöhe in einem Monat (August) pro Tag . .	10,6 „	8,0 „
Grösste Verdunstungshöhe für einen Tag (14. Januar)	17,4 „	13,2 „
Kleinste Verdunstungshöhe für einen Tag (5. März)	4,0 „	3,0 „

56) Th. Rehbock, Deutsch-Südwest-Afrika, seine wirtschaftliche Erschliessung etc. Berlin 1898. Seite 43.

Ein schwimmender Verdunstungsmesser in Neuchâtel, welcher am Rande des Sees aufgestellt war, zeigte als grösste Verdunstungshöhe eines Tages 10 mm (August 1856) bei trockenem Nordwestwinde.

H. Dufour[57]) Lausanne hat nie mehr als 10 mm Verdunstungshöhe in zwölf Tagesstunden beobachtet, in den Nachtstunden war die Verdunstung häufig = 0 und sie betrug im Juni und Juli noch nicht 2 mm.

In den Entwürfen für die preussischen Kanäle wurde früher mit 4 mm täglicher Verdunstung in den heissen Sommermonaten gerechnet. Auf einer Versuchsstrecke des Dortmund-Ems-Kanales wurde aber nach Beobachtungen vom Oktober 1892 bis Juni 1894 als grösste Verdunstung eines Tages 7,5 mm festgestellt. Für den preussischen Mittellandkanal wurde aus besonderer Vorsicht 1901 die Annahme einer grössten täglichen Verdunstung von 11 mm gemacht[58]).

Wenn man berücksichtigt, was schon mehrfach hervorgehoben wurde, dass die Messungsergebnisse mit kleinen Gefässen nicht ohne weiteres für grössere Wasserflächen massgebend sein können, wenn man weiter berücksichtigt, dass der Wind, welcher z. B. quer über einen Schiffahrtskanal streicht, einen grösseren Einfluss auf die Verdunstung haben muss, als derselbe Wind auf einem grösseren See oder Staubecken, weil hier allmählich eine stärkere Schwängerung der Luft mit Wasserdampf stattfindet und daher die Verdunstung vom Ufer nach dem offenen Wasser zu abnehmen muss, so dürfte es ausreichend sein — die durchschnittlichen klimatischen Verhältnisse von Deutschland zugrunde gelegt — als höchste durchschnittliche monatliche Verdunstungshöhe für mittlere Seen und Staubecken 50—60 mm und als grösste Verdunstungshöhe eines Ausnahme-Monates 70—80 mm anzunehmen. Hieraus würden sich dann auch die entsprechenden durchschnittlichen täglichen Verdunstungshöhen ergeben. Für kleinere Stauweiher kann man als höchste tägliche Verdunstungshöhe, welche ausnahmsweise an einem, oder wenigen aufeinander folgenden Tagen vorkommen kann, 10 mm zugrunde legen.

b) Die Versickerung.

Beim Rückblick auf die zu dem Abschnitt „Verdunstung" gemachten Angaben erkennt man, wie schwierig und in den Ergebnissen unsicher es ist, den Einfluss der Verdunstung auf die Verlusthöhen eines ganzen Vorflutgebiets zahlenmässig festzulegen und das je mehr, um desto kürzere Zeitabschnitte es sich handelt.

Das gleiche gilt, nur noch im verstärkten Masse, von der Versickerung. Es sind zwar vielfach, unter anderen von Wollny[59]), Ebermayer[60]), G. v. Möllendorff[61]), von E. Risler[62]) Versuche über Versickerungen mit kleinen Gruben und Kästen angestellt und es sind zahlenmässige Feststellungen für verschiedene Bodenarten und Bodentiefen und für verschiedene Zustände ein und derselben Bodenart (ob mit Pflanzenwuchs bedeckt oder kahl) gemacht, aber diese Resultate, so wertvoll sie für die Land- und Forstwirtschaft sein mögen, beweisen noch nichts für den Anteil der Versickerung an der Verlusthöhe, welche zwischen Niederschlagsmengen und Abflussmengen entsteht. Es

---

57) Handb. der Ing.-Wissensch. III. Teil. Der Wasserbau. 4. Aufl. I. Bd. S. 50.

58) Vergl. Denkschrift von Prüssmann. S. 54.

59) Wollny, Forschungen auf dem Gebiete der Agrikulturphysik. 1888. S. 61.

60) E. Ebermayer, Die physikalischen Einwirkungen des Waldes auf Luft und Boden. Berlin 1873. Seite 215.

61) G. von Möllendorff, Die Regenverhältnisse Deutschlands. Görlitz 1862.

62) E. Risler, Archives des Siences de la Bibliothèque Universelle. Journ. d'Agr. prat. 1869. Seite 365.

leuchtet ein, dass die Versickerung um so grösser ist, je weniger dicht die einzelnen Bodenteilchen sich berühren und je kahler eine Geländefläche ist. Eine mit Gras oder anderen Pflanzen dicht bestandene Fläche wird weniger Wasser versickern lassen, als ein blankes Sandfeld. Wenn eine Bodenfläche durch längere Dürre ausgetrocknet ist, so wird die Versickerung bei Beginn von Niederschlägen gross sein und allmählich abnehmen, je mehr sich der Boden mit Feuchtigkeit sättigt. Hieraus erklärt es sich, dass, wenn Sturzregen nach längeren reichlichen Niederschlägen eintreten, die Abflussmenge ungefähr gleich der Niederschlagsmenge wird, d. h. die Verlusthöhe ganz verschwindet. Es bedarf ferner keiner besonderen Begründung, dass die Versickerung bei stärker geneigten Flächen, im ganzen genommen, kleiner ist, als bei schwach geneigten oder wagerechten Flächen, weil auf den erst genannten ein grösserer Teil der Niederschläge oberirdisch zum Abfluss gelangt.

Wenn die Oberfläche des Bodens im Winter mit Feuchtigkeit gesättigt und dann gefroren ist, so wird bei Regenfällen und bei Wasserschnee erheblich weniger versickern, als im Sommer.

Es ist vielfach versucht worden, die Vorflutgebiete nach dem Grade ihrer Durchlässigkeit zu zerlegen. So soll z. B. das Niederschlagsgebiet des Neckars[68]) bei 13965 qkm Gesamtgrösse 29 % undurchlässige, 56 % durchlässige und 15 % sehr durchlässige Bodenflächen enthalten.

Nach dem Programm des hydro-technischen Dienstes der Schweiz sollen die untersuchten Vorflutgebiete nach der Bedeckung der Oberfläche, nach der Durchlässigkeit und nach der Neigung eingeteilt werden.

Das französische hydrometrische Bureau will jedes Vorflutgebiet einteilen:

1. in Höhenzonen,
2. nach Bodenarten

und zwar für die Höhenzonen wie folgt: unter 500 m, von 500—1000 m, von 1000 bis 1500 m, von 1500—2000 m, von 2000—2500 m, von 2500—3000 m, über 3000 m.

Einteilung nach Bodenarten:

Sehr durchlässige, aufnahmefähige Bodenarten	Mittel durchlässige aufnahmefähige Bodenarten	Undurchlässige Bodenarten
Bewaldete Flächen tiefer rissiger Kalkfelsen etc.	Dünnere Kulturbodenschicht, alte Alluvionen, verschiedene Kulturen etc.	Kompakter dichter Felsen, dichte und undurchlässige Tonschichten etc.

Im allgemeinen müssen die Vorflutgebiete mit starker Bewaldung und reichlicher landwirtschaftlicher Kultur einen gleichmässigeren Abfluss zeigen, weil die Niederschläge länger festgehalten werden. Die Entwaldung, die Umlegung von Wiesen und die Verödung von Äckern wirkt jedenfalls auf einen schnelleren Abfluss hin und die vielen Hochwasserschäden, welche namentlich um die Mitte des vorigen Jahrhunderts an vielen französischen Flüssen zu beklagen waren, beruhten zum grössten Teil auf die Entwaldung der Gebirge.

Das versickerte Wasser geht den Flüssen schliesslich nicht verloren, sondern dient zum beträchtlichen Teil dennoch zu ihrer Speisung, indem es auf dem Wege des Grundwassers in die Flüsse gelangt oder in Quellen wieder zutage tritt. Diese unterirdischen Wege des Wassers lassen sich aber aus der Beschaffenheit der Oberfläche nicht ohne

[68]) Der Rhein und seine wichtigsten Nebenflüsse. S. 188.

weiteres erkennen und wenn man an einer bestimmten Flusstelle die Abflussmenge feststellt, so kann man nicht genau bestimmen, welche Teile des Vorflutgebietes im Wege des Grundwassers zur Speisung des oberen Flusslaufes beigetragen haben. Namentlich im Gebirge kommt es sehr oft vor, dass unterirdische Rinnsale und selbst Sammelbecken vorhanden sind, welche erst ziemlich weit unterhalb desjenigen Gebietes, aus welchem sie bei Niederschlägen gespeist werden, sich in den Wasserlauf ergiessen. Bei Niedrigwasserständen nach längerer Trockenheit erfolgt die Speisung der Wasserläufe oft lediglich aus dem Grundwasser und es hängt von der Durchlässigkeit des Bodens ab, ob sich die sekl. Wassermengen längere Zeit auf einem Werte halten oder schnell abnehmen. Bei fallendem Wasser ist die Speisung aus dem Grundwasser in der Regel kräftiger, weil das Gefälle des Grundwasserstroms grösser ist. Wenn nach trockener Zeit das Wasser im Flusse steigt, so kann umgekehrt eine Speisung des Grundwasserbeckens aus dem Flusse stattfinden. Alle diese einzelnen Umstände muss man beim Studium eines Wasserlaufs beobachten, ihren Einfluss auf die Verlusthöhe aber zahlenmässig im einzelnen oder im ganzen zuverlässig festzustellen, ist bis heute noch nicht möglich.

c) Der Pflanzenwuchs.

Da die Pflanzen zu ihrer Ernährung und zu ihrem Aufbau reichlich Wasser notwendig haben, so wird von den Niederschlägen durch die Pflanzen ein grösserer Prozentsatz zurückgehalten. Zahlenmässig lässt sich der Anteil, welchen der Pflanzenwuchs an der Verlusthöhe hat, gleichfalls kaum feststellen. Die Wasseraufnahme der Pflanzen trägt aber sicherlich nicht unwesentlich dazu bei, dass die Verlusthöhe zwischen Niederschlag und Abfluss namentlich in den Flüssen des Hügel- und Flachlandes in den Sommermonaten grösser ist, als im Winter.

Nachdem wir die Ursachen der Verlusthöhen kennen gelernt haben, kommen wir nun zu der Ergiebigkeit, durch welche die Verlusthöhen zahlenmässig festgestellt werden. Die Ergiebigkeit wird ausgedrückt durch

3. Abflussmengen oder Abflusshöhen.

a) Jährliche Abflussmengen und jährliche Verlusthöhen.

Aus dem, was über die Ursachen der Verlusthöhen mitgeteilt ist, wird es jetzt einleuchtend sein — von Hochfluten zunächst abgesehen — weshalb man zu Zahlen von allgemeinerer Gültigkeit für die Verlusthöhen und Abflusshöhen nur bei Betrachtung von Zeitabschnitten von mindestens einem Jahre kommen kann.

Nach von Möllendorff[64]) sollen in Deutschland durchschnittlich 47,4% der Jahresniederschläge frei abfliessen, wobei die Abflussverhältnisse an den einzelnen Flüssen zwischen 28,1 und 71,6% schwanken.

Es nimmt im allgemeinen die Verlusthöhe mit der Grösse des Vorflutgebietes zu, da man dasselbe von der Quelle aus misst und die Verlusthöhen im Hochgebirge kleiner sind, als im Hügellande und im Hügellande kleiner als in der Ebene. Für die norddeutsche Tiefebene darf man daher mit der Durchschnittszahl von 47,4% keinesfalls rechnen.

Ebenso wächst auch die Gleichmässigkeit des Abflussvorganges mit der Grösse des Vorflutgebietes d. h. die Unterschiede zwischen N.W. und H.W. werden kleiner.

---

[64]) G. von Möllendorff, Die Regenverhältnisse Deutschlands. 1862.

Nach Gräve[65]) sollen die deutschen Ströme im Durchschnitt 31,4% der jährlichen Regenmenge abführen und zwar:

der Rhein bei Koblenz	38,5%
die Weser bei Minden	37,0%
die Memel bei Tilsit	32,5%
die Elbe bei Torgau	30,0%
die Weichsel an der Montauer Spitze	29,0%
die Oder bei Steinau	27,0%
die Warthe an der Mündung	21,0%

Für die Elbe innerhalb Böhmens wurde im Jahre 1885 die jährliche Abflussmenge auf 29,2% der jährlichen Niederschlagsmenge festgestellt.

Prof. Holz macht in seinem Bericht über die Wasserverhältnisse der Provinz Westpreussen, Mai 1902 Mitteilungen, welche in nachstehender Tabelle zusammengestellt sind und zwar gelten diese Zahlen für ein mittleres Jahr von vier-, beziehungsweise fünfjährigen Beobachtungen.

Tabelle XVIII.

Mittlere Regen-, Abfluss- und Verlusthöhen in den Flussgebieten Westpreussens (vergl. Tab. V S. 156).

Bezeichnung des Flussgebietes	Mittlere Regenhöhe in mm nach Hellmann	Abflusshöhe M. W. in mm	entsprechende Verlusthöhe	
			in % der mittl. Regenhöhe	in mm
1	2	3	4	5
Radaune	608	≦ 320 (262)	52,4	≧ 288 (346)
Ferse	564	≧ 139	24,6	≦ 425
Schwarzwasser	549	≦ 270	49,2	≧ 279
Brahe	543	181	33,3	362
Küddow	587	233	40,0	354
Drewenz	527	151	26,7	376
Ossa	488	97	20,0	391
Liebe	510	114	22,0	396

Man sieht aus dieser Tabelle, dass in absoluten Zahlen betrachtet, die **Verlusthöhen zwischen den einzelnen Vorflutgebieten weniger schwanken, als die Abflusshöhen.** Auch die Schwankungen der Verlusthöhen in den einzelnen Jahren ein und desselben Vorflutgebietes haben sich kleiner ergeben, als die Schwankungen der Abflussmenge. Wenn daher ungewöhnlich niedrige Regenhöhen in einem Gebiete eintreten, so kann unter Umständen die Verlusthöhe die Regenhöhe erreichen und der Fluss versiegen.

Die Schwankungen in den Jahreswerten der Verlusthöhe eines bestimmten Gebietes sind im grossen und ganzen den Schwankungen der Niederschlagshöhen ähnlich und die Unterschiede werden vornehmlich durch die Verschiedenheit der Temperatur in den einzelnen Jahren verursacht.

Prof. Dr. Schreiber[66]) hat die Niederschlagshöhen, Abflusshöhen und Verlusthöhen für die Elbe bei Schandau in den Jahren 1877 bis 1893 zusammengestellt und es ergibt sich daraus folgendes Bild:

[65]) Gräve, Wasserreichtum der deutschen Ströme. Zivilingenieur. Bd. XXV. Heft 8.

[66]) Schreiber, Beiträge zur meteorologischen Hydrologie der Elbe. Zivil.-Ing. 1896. S. 604.

1. Grösste jährliche Niederschlagshöhe (1890) 850 mm	Kleinste jährliche Niederschlagshöhe (1887) 541 mm	Kleinste Niederschlagshöhe in % der grössten 63,6 %
2. Grösste jährliche Verlusthöhe (1882) 617 mm u. 598 mm im Jahre 1890, also 70 % von 1.	Kleinste jährliche Verlusthöhe (1887) 398 mm also 73 % von 1.	Kleinste Verlusthöhe in % der grössten 67,1 %
3. Grösste jährliche Abflusshöhe (1890) 257 mm oder 30,3 % von 1.	Kleinste jährliche Abflusshöhe (1887) 143 mm oder 26,4 % von 1.	Kleinste Abflusshöhe in % der grössten 55,3 %

Es wurde bereits gesagt, dass die Abflusshöhen im Hügel- und Gebirgslande im allgemeinen weit grösser sind, als im Tieflande.

An der Mulde bei Düben beträgt die Abflusshöhe bereits 42 % der Niederschlagshöhe.

Im Eschbachtal bei Remscheid betrugen die Abflusshöhen

im Jahre 1888 67,8 %	im Jahre 1891 67,5 %	im Jahre 1894 70,5 %
„ „ 1889 66,5 %	„ „ 1892 71,2 %	„ „ 1895 65,8 %
„ „ 1890 69,4 %	„ „ 1893 65,3 %	„ „ 1896 62,5 %

im 9 jährigen Durchschnitt 67,4 %[67]).

Für das Niederschlagsgebiet des Furens werden 64,1 %, für das Becken des Bodensees 60,0—70,0 % angegeben.

Nach Fecht betragen die Abflussmengen am Abhange der Vogesen 60 bis 80 %, nach P. Ziegler das Abflussverhältnis für das Wuppergebiet 70 %.

Bei den Vorarbeiten für die Urft-Talsperre bei Gemünd hat Intze im Jahre 1897 ein Abflussverhältnis von 61,2 % beobachtet[68]).

An der Rhone bei St. Maurice (vergl. Kap. II, 16) beträgt bei einer mittleren Regenhöhe von 1050 mm das Abflussverhältnis 91 %. Die Oberfläche des Niederschlagsgebietes der Rhone bei St. Maurice beträgt 4692 qkm und 1/5 dieser Oberfläche ungefähr ist von Gletschern eingenommen, ein Verhältnis, welches in solcher Erheblichkeit nicht oft vorkommt. Hier steuert der Gletscher in erheblichem Masse zu der jährlichen mittleren Abflussmenge bei. Ausserdem tritt im Rhonetal auch der oben, Seite 171, besprochene kleine Kreislauf auf, indem grosse Feuchtigkeitsmengen während des Tages verdunsten, in Wolkenform nach dem Rhonegletscher ziehen und dort niedergeschlagen werden.

An der Durance bei Bompas in der Nähe von Avignon beträgt bei einem Vorflutgebiet von 14800 qkm und einer durchschnittlichen jährlichen Regenhöhe von 700 mm die durchschnittliche Abflussmenge 70 %.

b) Abflussmengen und Verlusthöhen bei Hochfluten.

Bei Hochfluten, welche bekanntlich einzutreten pflegen, wenn nach einer längeren Periode stärkerer Niederschläge Sturzregen fallen, kann unter Umständen die Verlusthöhe ganz verschwinden, weil die Verdunstung bei der Kürze der Zeit, in welcher die Niederschläge fallen und wegen der Schwängerung der Luft mit Feuchtigkeit, nicht von Bedeutung ist, und weil eine Versickerung wegen der Sättigung des Bodens durch die voraufgegangenen Niederschläge nicht mehr stattfindet.

[67]) Karl Borchardt, Die Remscheider Stauweiher-Anlage. S. 11 u. 12.

[68]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1898. S. 1224.

Bei der Hochflut am Queis sind nach den Schätzungen Bachmanns[69]) von den vom 27. Juli nachmittags, bis zum 31. Juli 7 Uhr morgens gefallenen Regenmengen von 51038085 cbm (vergl. S. 163) bei einem Vorflutgebiet von 306 qkm bis zum 31. Juli abends rund 49192000 oder 96,39% zum Abfluss gekommen.

Bei den winterlichen Regenfluten im Januar 1841, welche an der Wupper und Emscher bei gefrorenem Boden fielen, sind Abflusshöhen von 70—90% nachgewiesen worden.

Nach der Denkschrift der preussischen Landesanstalt für Gewässerkunde über das Hochwasser an der Oder und Weichsel im Juli 1903 sind an dem Goldbach bei Arnoldsdorf mit einem Vorflutgebiet von 51,1 qkm in 24 Stunden Abflussmengen beobachtet, welche einer Regenhöhe von 250 mm entsprechen, wenn diese ohne Rest zum Abfluss gekommen wäre. Es hatte sich hier also für eine 24stündige Beobachtungszeit eine Abflusshöhe ergeben, welche wahrscheinlich höher war, als die grösste beobachtete Regenhöhe in 24 Stunden (vergl. Tab XI, S. 163).

In dem Vorflutgebiet der gesamten oberen Oder von 22640 qkm hat der Abfluss dagegen nur 51% der bei der Hochflut beobachteten Regenhöhe betragen.

c) Monatliche Abflussmengen und Verlusthöhen.

Die Erfahrung lehrt, dass im allgemeinen für das Hügel- und Flachland die Verlusthöhen im Sommer grösser sind, als im Winter, was ohne weiteres aus den obigen Betrachtungen über die Ursachen der Verlusthöhen einleuchtet. Wir sehen auch, wie schon mehrfach hervorgehoben wurde, dass im Durchschnitt die deutschen Flüsse im Winter mehr Wasser abführen, als im Sommer.

Nach den Ermittelungen des Wasserausschusses ist das Abflussverhältnis

der Memel bei Tilsit	im Sommer	20,6,	im	Winter	56,2%
der Weser an der Allermündung	„ „	21,1,	„	„	52,5%
der Ems bei der Hasemündung	„ „	16,3,	„	„	65,5%
der Weichsel an der Montauer-Spitze	„ „	16,1,	„	„	42,8%
der Brahe	„ „	22,2,	„	„	50,7%

Im Gebirgslande ist meist das Umgekehrte der Fall, weil hier die Niederschläge im Winter wegen der höheren Lage grösstenteils in Form von Schnee fallen und deshalb erst bei Beginn der wärmeren Jahreszeit zum Abfluss kommen.

Wenn man die monatlichen Abflussverhältnisse mit den monatlichen Regenhöhen in direkte Beziehung bringt, müssen sich naturgemäss sehr grosse Schwankungen ergeben. Man kann nicht beurteilen, bis wann die Regenhöhe eines Monats zum Abfluss gelangt. Alle bisherigen Versuche wenigstens, in dieser Beziehung, eine Gesetzmässigkeit festzustellen, haben noch kein einwandfreies Material ergeben. Rein zahlenmässig ergibt sich natürlich eine monatliche Verlusthöhe, wenn man die monatliche Abflussmenge auf die Fläche des Niederschlagsgebietes gleichmässig verteilt denkt und ihre Höhe in mm mit der Niederschlagsmenge in mm vergleicht.

Für die Oder sind von Sasse[70]) und für die Elbe bei Schandau von Schreiber derartige Zahlen zusammengestellt, welche in nachfolgender Tabelle wiedergegeben werden.

---

69) Bachmann, Die Talsperrenanlage bei Marklissa am Queis. Dezember. 1903.

70) Sasse, Über die Wasserabnahme in den Strömen und Bächen Deutschlands. Halle 1880. — Schreiber, Beiträge zur meteorologischen Hydrologie der Elbe. 1897.

Tabelle XIX [71]).

Die monatlichen Abflussverhältnisse der Oder bei Oppeln und der Elbe bei Schandau.

Monat	Oder bei Oppeln		Abfluss-verhältnis	Elbe bei Schandau		Abfluss-verhältnis
	Niederschlag 1850 65	Abflusshöhe 1850/65		Niederschlag 1876/94	Abflusshöhe 1874/95	
	mm	mm	%	mm	mm	%
November	32	15	45	41,4	12,6	31
Dezember	29	23	77	44,9	15,3	34
Januar	32	28	86	33,3	15,0	45
Februar	33	33	100	33,5	18,4	55
März	35	43	121	48,5	30,5	63
April	38	44	116	43,6	24,0	55
Mai	60	23	39	65,2	18,3	28
Juni	82	19	23	86,2	14,0	16
Juli	92	22	23	91,1	11,5	13
August	115	24	21	77,5	11,6	15
September	59	16	26	64,3	12,0	19
Oktober	41	12	29	53,6	12,9	24
m ganzen Jahr . .	648	302	47	683,1	196,1	29

Die Abflussverhältnisse schwanken demnach in den einzelnen Monatsmittelwerten an der Oder zwischen 21 und 121 % und an der Elbe zwischen 13 und 63 %, d. h. um das fünf- bis sechsfache des kleinsten Wertes.

In dem Eschbach bei Remscheid sank im August 1893 die Abflusshöhe auf 5,1 % der monatlichen Regenhöhe [72]).

Bei den von Schmidt im Auftrage Intzes bei Dahlhausen an der Wupper (Vorflutgebiet 213,4 qkm) gemachten Wassermessungen wurden die in Lennep beobachteten Regenhöhen als mittlere Werte für das ganze Vorflutgebiet angesehen und daraus folgende monatliche Prozentsätze des Abflusses im fünfjährigen Mittel herechnet [73]).

Januar	84 %	Februar	78 %	März	60 %	April	62 %
Mai	40 %	Juni	45 %	Juli	48 %	August	46 %
September	61 %	Oktober	74 %	November	86 %	Dezember	86 %

Noch viel schwankender, als die zahlenmässigen Beziehungen zwischen monatlichen Niederschlagshöhen und Abflusshöhen müssen naturgemäss — abgesehen von ausserordentlichen Niederschlägen und Hochfluten — die gleichen rechnerischen Feststellungen für einzelne Tage ausfallen. Es ist deshalb zweckmässig, von diesen Feststellungen ganz abzusehen.

Wenn die Vorarbeiten ihr Endziel (vergl. S. 136—141) voll erreichen sollen, so muss man die Kenntnis der sekl. Wassermengen in einer Flusstrecke an allen einzelnen Tagen für eine längere Reihe von Jahren erlangen. Bei kleineren Verlustgebieten ist auch noch der stündliche Verlauf von Flutwellen festzustellen. Dieses Ziel lässt sich auf indirektem Wege durch Ermittlung der Regen- und Verlusthöhen und mit Hülfe von Vergleichszahlen aus anderen, genauer untersuchten Vorflutgebieten nicht er-

[71]) R. Jasmund, Handbuch der Ing.-Wissensch. III. Teil. Wasserbau. 4. Aufl. I. Bd. S. 279.

[72]) Karl Borchardt, Die Remscheider Stau-Weiher-Anlage. S. 12.

[73]) P. Ziegler, Der Talsperrenbau. Berlin 1900. S. 21.

reichen. Indessen genügt auch oft, wenigstens für den technischen Entwurf einer Wasserkraftanlage, die Kenntnis der charakteristischen sekl. Wassermengen. Ferner ist es sehr wertvoll, wenn die Zeit fehlt, eingehende Vorarbeiten während einer längeren Reihe von Jahren durchzuführen, die direkt ermittelten täglichen sekl. Wassermengen durch die auf Grund von Vergleichen gewonnenen Zahlen für die charakteristischen sekl. Wassermengen kontrollieren zu können. Solche Zahlenwerte für die charakteristischen sekl. Wassermengen eines Flusses lassen sich am besten dadurch auffinden, dass man

d) die sekl. Abflussmengen pro qkm Vorflutgebiet

feststellt. In diesen Zahlenwerten werden die Einflüsse von Grösse und Art des Vorflutgebietes, der Niederschläge und der klimatischen Verhältnisse in einfacher und übersichtlicher Weise zum Ausdruck gebracht.

Wenn nach Verlauf eines Jahrzehntes umfangreicheres Material durch die z. Z. teilweise erst in der Entwickelung begriffenen hydrologischen und hydrometrischen Dienste der einzelnen Länder veröffentlicht sein wird, und wenn es gelingen würde, die Beobachtungssysteme und die Begriffe für die einzelnen charakteristischen sekl. Wassermengen, sowie die Art der Veröffentlichung, möglichst international einheitlich zu gestalten, so müsste es gelingen, aus Karten eines Vorflutgebietes, welche etwa nach dem Muster der schweizerischen auszuführen wären und aus den Regenkarten für irgend eine Flusstelle auch ohne direkte Wassermessungen, also auf indirektem Wege, zuverlässige Werte für die charakteristischen sekl. Wassermengen herzuleiten. Es sind nach letztgedachter Richtung hin schon vielfach Versuche gemacht worden. So hat Lauterburg[74]) versucht, eine Methode festzustellen, um die kleinste, mittlere und grösste sekl. Abflussmenge eines Wasserlaufes an jeder beliebigen Stelle desselben aus der Grösse, der Beschaffenheit und der Niederschlagsmenge des betreffenden Flussgebietes zu bestimmen. Michaelis[75]) versuchte für die kleineren Flüsse Norddeutsch-

Tabelle XX.

Ergiebigkeit bei N.W. und H.W. nach Franzius.

Deutsche Flüsse führen in der Sekunde und für das qkm Zuflussgebiet	Bei kleinstem Wasser l	Bei grösstem Wasser l	Verhältnis beider	Bemerkungen
Nahe bei den Quellen, in gebirgiger Gegend (ohne Gletscher) . . .	2—4	350—600	1 : 150	grosser Niederschlag, rascher u. voller Abfluss.
In bergiger oder steiler, hügeliger Gegend	2	180—230	1 : 90	mässiger Niederschlag, rascher Abfluss.
In nicht steiler hügeliger Gegend	1,8	120—180	1 : 75	mässiger Niederschlag, langsamer unvollkommener Abfluss.
In flacher Gegend	1,6	60—120	1 : 50	kleiner Niederschlag, langsamer unvollkommener Abfluss
In flacher, sandiger oder mooriger Gegend	1,2—1,5	35—60	1 : 35	kleiner Niederschlag, grossenteils absorbiert.

[74]) Lauterburg, Versuche zur Aufstellung einer allgemeinen Übersicht der aus Grösse und Beschaffenheit der Flussgebiete abgeleiteten schweizerischen Stromabflussmengen. Bern 1876 und Anleitung zur Berechnung der Quellen und Stromabflussmengen. Allgem. Bauz. 1887. S. 9, 17 und 27.

[75]) Zeitschr. für Bauw. 1865.

lands, wie für die Lippe, die Ems und die Emscher, allgemeinere Regeln zur Feststellung der sekl. Wassermenge pro qkm herzuleiten. Auch Franzius[76]) hat versucht, allgemein gültige Regeln für die Berechnung der kleinsten und grössten sekl. Abflussmengen aufzustellen, welche in nebenstehender Tabelle wiedergegeben sind.

Bei der Sammlung von Zahlenmaterial stösst man zunächst dadurch auf Schwierigkeiten, dass meistens die Angaben sich auf N.W., M.W. und H.W. beziehen, während für unsere Zwecke die Kenntnis eines ganz bestimmten, N.W. nämlich des 355tägigen und — ausser dem M.W., welches für Stauweiher und Talsperren, sowie für Seeregulierungen gebraucht wird, für Wasserkraftanlagen an fliessenden Gewässern aber entbehrt werden könnte, — die Kenntnis der neunmonatlichen und sechsmonatlichen sekl. Wassermenge notwendig wäre.

R. Jasmund hat, insbesondere nach den Veröffentlichungen des Wasserausschusses, für einzelne Stromgebiete im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil, 4. Aufl. I. Bd. S. 285 einige Werte für N.W., M.W. und H.W. zusammengestellt. Aus dieser Zusammenstellung sind in nachstehender Tabelle einige Werte für Flusstrecken wiedergegeben, welche für den Ausbau von Wasserkraftanlagen in Frage kommen können.

Tabelle XXI.
Sekunden-Abflussmengen in l pro qkm Vorflutgebiet.

Ort und Fluss	Vorflutgebiet in qkm	Abfluss in l/sek. pro qkm		
		N.W.	M.W.	H.W.
Oder bei Ratibor	6 698	—	—	232
Oder bei Cosel	9 108	1,6	6,6	154
Elbe bei Melnik	41 810	0,9	6,1	108
Elbe bei Tetschen	51 000	0,9	5,6	92
Saale bei Rothenburg	18 841	1,2	5,8	90
Mulde bei Düben	5 984	1,7	8,4	184
Fulda an der Mündung	7 000	—	—	280
Weser bei Karlshafen	13 100	0,7	6,3	172
Weser bei Hoya	22 300	2,1	7,8	184
Ems bei Meppen	8 205	0,9	8,7	92
Neckar bei Heidelberg	13 965	2,3	13,6	340
Rhein bei Basel	36 400	—	—	165
Rhone bei Genf	6 901	10,1	—	83
Rhone oberhalb Lyon	19 267	6,8	—	291
Rhone an der Mündung der Saône	47 815	3,1	—	146
Rhone an der Mündung der Isère	63 564	3,9	—	151
Rhone an der Mündung der Durance	91 150	4,1	18,8	152
Donau bei Wien	101 600	—	18,6	103
Inn bei Passau	26 000	—	—	190

Für die Flüsse Westpreussens ergeben sich, nach dem schon mehrfach erwähnten Bericht von Holz: „Über die Wasserverhältnisse der Provinz Westpreussen" Zahlen, die in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt sind (vergl. S. 156 Tab. V u. S. 176 Tab. XVIII):

76) Handbuch der Baukunde. Teil VI. 2. Heft. S. 159.

Tabelle XXII.

Über die sekl. Abflussmengen der Hauptflüsse

Nr.	Flussgebiet	Geländeverhältnisse							
		Flusstrecke L von A bis B				Länge der Strecke L	Wertvolles Rohgefälle der Strecke L	Niederschlagsgebiet an den Endpunkten der Strecke L	
		A	über N.N. m	B	über N.N. m	km	m	bei A F_1 in qkm	bei B F_2 in qkm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
								Westlich von	
1.	Radaune	Semlin	152	Praust bezw. Danzig	0	—	152	280	758 bei Praust
2.	Ferse	Fietzemündung	104 (135)	Weichsel	9	—	95	841	1632
3.	Schwarzwasser	Weitseeauslauf	133	Weichsel	22	—	106	509	2202
4.	Brahe	Mühlhofer Schleuse	119	Bromberg	32	—	87	1839	4526
5.	Küddow	8 km unterhalb des Vilmsees	130	oberhalb Schneidemühl	56	86	74	540	4490
								Östlich von	
6.	Drewenz	Wellemündung	84	Weichsel	37	110	41	2713	5515
7.	Ossa	Traupelseeauslauf	88	Klodtken bezw. Graudenz	20	—	68	295	1440 bei Klodtken
8.	Liebe	Schlossee	81	Bialken	16	31	65	291	501

Es ist möglich, dass die Angaben in Spalte 16 Tabelle XXII über das Niedrigwasser durch das ungewöhnlich trockene Jahr 1904 noch eine Korrektur nach unten gefunden haben, entsprechend den Erfahrungen an anderen Flussläufen. Sehr deutlich ist der regulierende Einfluss, welchen die Seen gehabt haben, in der verhältnismässig kleinen Differenz zwischen Niedrigwasser und Hochwasser zu erkennen. Wollte man versuchen, die neunmonatliche sekl. Wassermenge zu schätzen, so dürfte dieselbe nicht wesentlich höher als die grössten Zahlen in der Spalte 16 anzunehmen sein.

Für das kleine Vorflutgebiet des Eschbachtales bei Remscheid von 4,5 qkm Grösse mit 2,3 qkm Niederwald gibt Intze[77]) das kleinste anhaltende Sommerwasser zu 0,44 l/sek./qkm an, während die grösste Hochwassermenge auf mehr als 1000 l/sek. pro qkm anzunehmen ist, so dass sich hier kleinstes Wasser zum grösstem Wasser etwa schon wie 1 : 2300 verhält. Nach Intze soll die kleinste Abflussmenge in den Nebenflüssen des Rheins häufig auf 1—2 l/sek./qkm heruntersinken.

---

77) Intze, Die bessere Ausnützung der Gewässer und Wasserkräfte. Berlin 1889.

Tabelle XXII.
Westpreussens in den Jahren von 1896 bis 1900.

Grössere Seen			Abflussverhältnisse: Abflusswerte im Unterlauf der Strecke L			Abflussverhältnisse: Durch Regulierung der Seen möglicher Ausgleich, d. h. erreichbares Kleinstwasser an Stelle von N.W. nach 16	
Seefläche bei A	Seefläche bei B	Verhältnis	Höchste Hochwassermenge	Mittelwasser	Niedrigwasser		
S_1 qkm	S_2 qkm	$S_2 : F_2$ %	H.W. etwa l/sek./qkm	M.W. etwa l sek./qkm	N.W. etwa l/sek./qkm	bei A l/sek./qkm	bei B l/sek./qkm
11	12	13	14	15	16	17	18
der Weichsel.							
21,65	28	3,7	114,0	$\leqq$ 10,0 (8,2)	2—8	9,6	5,4
15,0	20	1,2	19,0	$\geqq$ 4,4	2—3	5,9	3,74
27,6	47	2,1	21,0	$\leqq$ 8,6	2,9—3,6	9,5	6,0
75,3	100	2,2	26,2	5,7 (5,1)	2—2,7	7,0	4,8
32,3	112	2,5	52,0	7,4	3—4	6,0	4,0
der Weichsel.							
—	150 in Preussen	—	20,0	4,8	2,7	3,8	3,0
—	32	2,2	26,0	2,5—3,1	0,4—0,8	1,8	1,5
19,3	20	4,0	?	3,6	1,0	3,2	3,2

Für die Urft und die Wupper macht Intze folgende Angaben [78]).

Tabelle XXIII.
Abflussmengen an der Urft, Olef und Wupper.

Wasserlauf	Grösse des Niederschlaggebietes qkm	Mittlere Regenhöhe im Jahre mm	Kleinste Abflussmenge in l/sek. pro qkm	Mittlere Abflussmengen in l/sek. pro qkm	Grösste Hochwassermengen in l/sek. pro qkm	Bemerkungen
Olef 1897	200	863	2,5	17	200 gemessen	
Urft mit Olef 1897	375	789	2,7	15	160 gemessen, 270 nach älteren Hochwassermarken geschätzt und 500 l zur Vorsicht angenommen.	
Wupper 1890/93	bis zu 300	1000 bis 1100	1,5—2,0	22—25	1000 gemessen	seit Menschengedenken grösstes Hochwasser im November 1890, in mehreren Tälern gemessen.

[78]) Zeitschr. des Ver. deutscher Ing. 1898. S. 1224.

Die in obiger Tabelle für die Urft angegebene kleinste Abflussmenge von 2,7 l./sek./qkm ist in dem trockenen Jahre von 1904 während mehrerer Monate sehr erheblich unterschritten worden (1,3—1,5 l/sek.).

Bei den Vorarbeiten für die Talsperre bei Lennep sind die in nachfolgender Tabelle aufgestellten Zahlenwerte ermittelt:

Tabelle XXIV[79]).

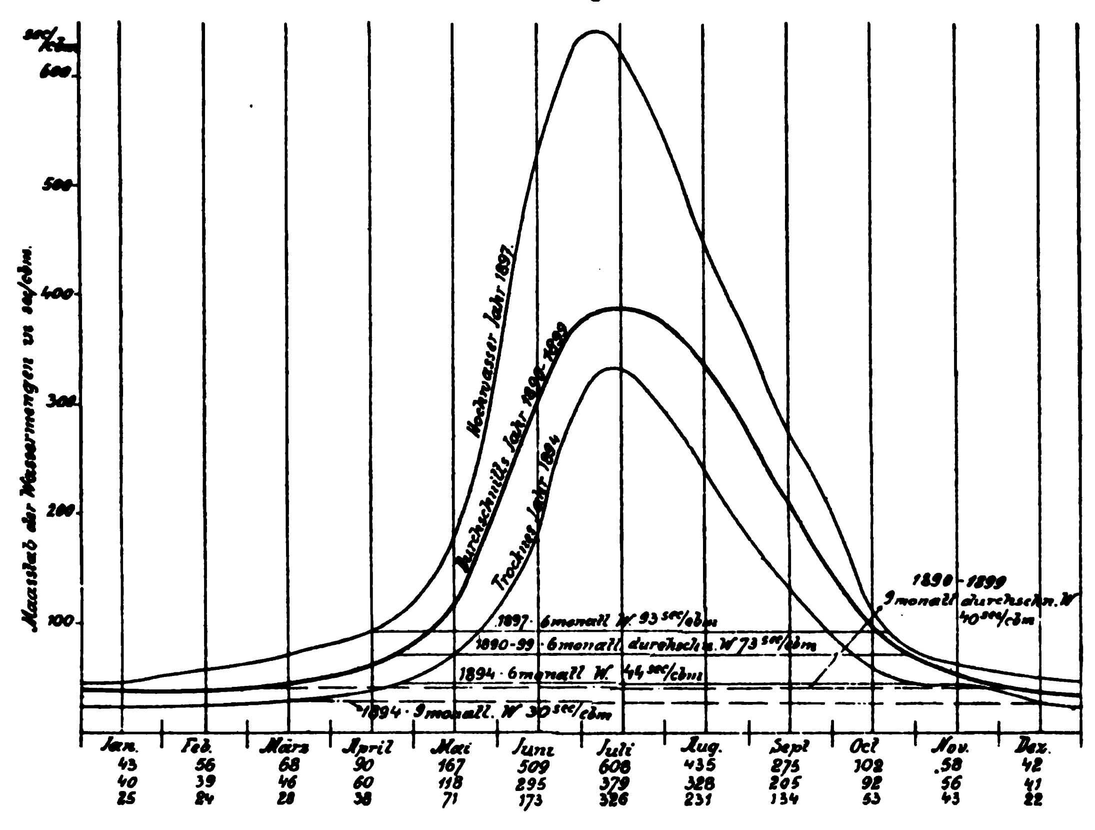
Jahreszahl	Niederschlagshöhe im Jahre in Lennep	Anzahl der Tage mit einem sekundlichen Abfluss von							
		unter 1	1—2	2—3	3—4	4—5	5—6	über 6 cbm	zusammen
1882	1662,0	0	16	28	99	81	25	116	365 Tage
1883	1310,0	50	60	35	35	25	22	138	„ „
1884	1273,0	92	52	47	26	22	28	98	„ „
1885	1090,0	82	58	70	22	50	23	60	„ „
1886	1228,0	53	106	35	34	30	32	75	„ „
1887	924,0	70	110	44	27	45	19	50	„ „
1888	1323,0	26	52	48	24	25	49	142	„ „
1889	1134,0	49	38	48	54	48	25	103	„ „
1890	1293,0	25	56	54	50	40	40	100	„ „
1891	1229,0	37	63	28	48	63	58	68	„ „
1892	1021,0	80	78	57	32	30	24	61	„ „
1893	1110,0	136	53	26	10	10	17	113	„ „
1894	1361,5	40	75	35	26	21	29	139	„ „
1895	1325,0	41	62	56	40	32	24	110	„ „
1896	965,0	63	45	45	32	45	42	94	„ „
im 15 jähr. Mittel	1216,7	56	63	44	37	37	30	98	365 Tage

Das Vorflutgebiet der Wupper bei Dahlhausen, wo die Wassermessungen vorgenommen wurden, beträgt 213,4 qkm. Aus der Tabelle sieht man zunächst, dass die kleinste jährliche Regenhöhe rund 76 % der mittleren und 56 % der grössten betragen hat. Man sieht ferner, dass die sekl. Wassermenge auf unter 1 cbm, also auf weniger als 4,68 l/qkm gefallen ist im trockensten Jahre an 136 Tagen, im nassesten Jahre an 0 Tagen, im Durchschnitt an 56 Tagen. Während des trockensten Jahres (1893) wird die 355tägige sekl. Wassermenge vermutlich, entsprechend anderen Erfahrungen, nicht mehr als 1 bis höchstens 2 l/qkm betragen haben und auch das neunmonatliche Wasser hat noch unter 4,68 l/sek./qkm, vielleicht auf 3—4 l/qkm gelegen. Im Durchschnittsjahr kann das 355tägige Wasser gleichfalls den niedrigsten Stand vom trockensten Jahre erreicht haben, aber das neunmonatliche Wasser lag schon zwischen 1—2 cbm/sek., also, wenn wir es auf 1,5 cbm/sek. schätzen, auf 7,3 l/sek./qkm. Im nassesten Jahr (1882) hat das neunmonatliche Wasser zwischen 3—4 cbm/sek. gelegen, also etwa auf 16,4 l/sek./qkm. Die sechsmonatliche sekl. Wassermenge hat im trockensten Jahre etwa 2 cbm/sek., im durchschnittlichen Jahre etwa 3,75 cbm/sek., im nassesten Jahre (1882) etwa 4,5 cbm/sek. betragen. Die durchschnittliche sekl. Wassermenge d. h. M.W., betrug 5,81 cbm/sek. und es bestätigt sich auch hier, dass die sekl. Wassermenge des sogenannten M.W. in drei Viertel des Jahres nicht erreicht, in einem Viertel des Jahres aber erheblich überschritten wurde. Die höchste sekl. Wassermenge wurde auf 186 cbm gemessen und wenn man 1,5 l als kleinste sekl.

[79]) P. Ziegler, Der Talsperrenbau. S. 21.

Wassermenge pro qkm annimmt, oder 0,320 cbm/sek., so würde das höchste Hochwasser das 584 fache des niedrigsten Wassers betragen haben. Aus dem Bilde der sekl. Wassermenge, welches die obige Tabelle bietet, erkennt man ohne weiteres, wie hier durch die Aufspeicherung des Wassers die Ausnutzbarkeit der Wasserkraft verbessert werden konnte. Hätte man die Kraft ohne Talsperren am fliessenden Wasser ausnützen wollen, so würde es kaum anders möglich gewesen sein, als dadurch, dass man die 355 tägige Kraft des trockensten Jahres durch eine Reserve in Wärmekraftmaschinen mindestens auf die neunmonatliche Kraft des Durchschnittsjahres ergänzt hätte.

Abb. 10. Kurven der sekl. Wassermengen der Rhone bei St. Maurice.



Für die Wasserläufe der Alpenländer, deren Wasserzufuhr stark durch die Schnee- und Gletscherschmelze beeinflusst wird, ist der Verlauf der Kurve der monatlichen mittleren Wassermengen meistens der in Abb. 10[80]) dargestellte. Das Profil stellt das Resultat der Beobachtungen an der oberen Rhone in der Nähe von St. Maurice dar, welche während der Jahre 1890—1899 zum Zwecke der Errichtung der Wasserkraftanlage St. Maurice-Lausanne gemacht wurden (vergl. Kap. II, 16). Man sieht, dass sich die Kurven der Wassermengen des trockensten und des nassesten, sowie des durchschnittlichen Jahres ähnlich sind, und dass die niedrigen Wasserstände regelmässig in den Monaten November bis März, die höheren Wasserstände regelmässig in den anderen Monaten, April bis Oktober, eintreten. Diese Regelmässigkeit erhöht natürlich sehr erheblich den Wert der Kraft, denn wenn sich der Konsument mit

[80]) René Tavernier, Influence des neiges et des glaciers sur le régime des cours d'eau. Congrès de la Houille Blanche, Compte rendu des travaux du Congrès etc. Grenoble. Premier Volume. S. 186

einiger Sicherheit auf die Zeiten der grösseren Wassermenge einrichten kann, so ist er auch eher in der Lage, sie nutzbringend zu verwenden. Das Niederschlagsgebiet der Rhone bei St. Maurice beträgt, wie schon einmal erwähnt, 4692 qkm. Die niedrigste sekl. Wassermenge, welche an nicht mehr als 10 Tagen unterschritten wurde, betrug 18,7 cbm/sek. oder 4 l/sek. pro qkm. Die neunmonatliche kleinste sekl. Wassermenge des Jahres 1894, welche mindestens 275 Tage vorhanden war, betrug ca. 30 cbm/sek. oder rund 6,4 l/sek./qkm. Die kleinste sechsmonatliche sekl. Wassermenge während der Beobachtungsjahre betrug (1894) rund 44 cbm/sek. oder 9,4 l/sek./qkm, das sogenannte M. W. führt 133 cbm/sek oder 30,4 l/sek./qkm. Im Durchschnitt der beobachteten Jahre betrug dagegen die sechsmonatliche sekl. Wassermenge 73 cbm/sek. oder 15,5 l/sek./qkm, die neunmonatliche sekl. Wassermenge 40 cbm/sek. oder 9 l/sek./qkm. Diese letztgenannte Einheit ist für die Wasserkraftanlage zugrunde gelegt, was um so mehr gerechtfertigt erscheint, als das sechsmonatliche sekl. Wasser des trockensten Jahres nicht sehr erheblich von dem neunmonatlichen des durchschnittlichen abweicht und die höheren Wasserstände stets in einer Reihe ununterbrochen aufeinander folgender Monate vorhanden sind, also — auch ohne Dampfreserve — recht gut für besondere gewerbliche Zwecke ausgenützt werden können.

Ähnliche Bilder geben die Kurven an der Dora Baltea im Aostatale, Italien für die Wasserkraftanlage Pont St. Martin (vergl. Kap. II, 7). In Pont St. Martin beträgt die Oberfläche des Vorflutbeckens der Dora rund 3000 qkm. Nach fünfjährigen Beobachtungen hat das kleinste Winterwasser, welches an nicht mehr als 10 Tagen im Jahre unterschritten wurde, 18 cbm/sek oder 6 l/sek./qkm betragen, die kleinste neunmonatliche sekl. Wassermenge 37,5 cbm/sek. oder 12,5 l/sek./qkm, das neunmonatliche durchschnittliche sekl. Wasser 42 cbm/sek. oder rund 14 l/sek./qkm, die kleinste sechsmonatliche sekl. Wassermenge 54 cbm/sek. oder 18 l/sek./qkm. Die sechsmonatliche durchschnittliche sekl. Wassermenge 60 cbm/sek., oder rund 20 l/sek./qkm. Das höchste sekl. Hochwasser betrug etwa das 60 fache des niedrigsten Wassers. Der Ausbau der Wasserkraft erfolgte zunächst für 30 cbm/sek. jedoch so, dass ohne grössere Veränderung am Wehre und Werkkanal die Betriebswassermenge leicht auf 40 cbm/sek. zu bringen war.

In Morbegno in der Valtellina (vergl. Kap. II, 8) betrug bei einem Niederschlagsgebiet der Adda von 2550 qkm die niedrigste Wassermenge, welche an nicht mehr als 10 Tagen unterschritten wurde, ca. 15 cbm/sek., also ebenfalls 6 l/sek./qkm. Die übrigen Zahlen sind ähnlich wie bei Pont St. Martin.

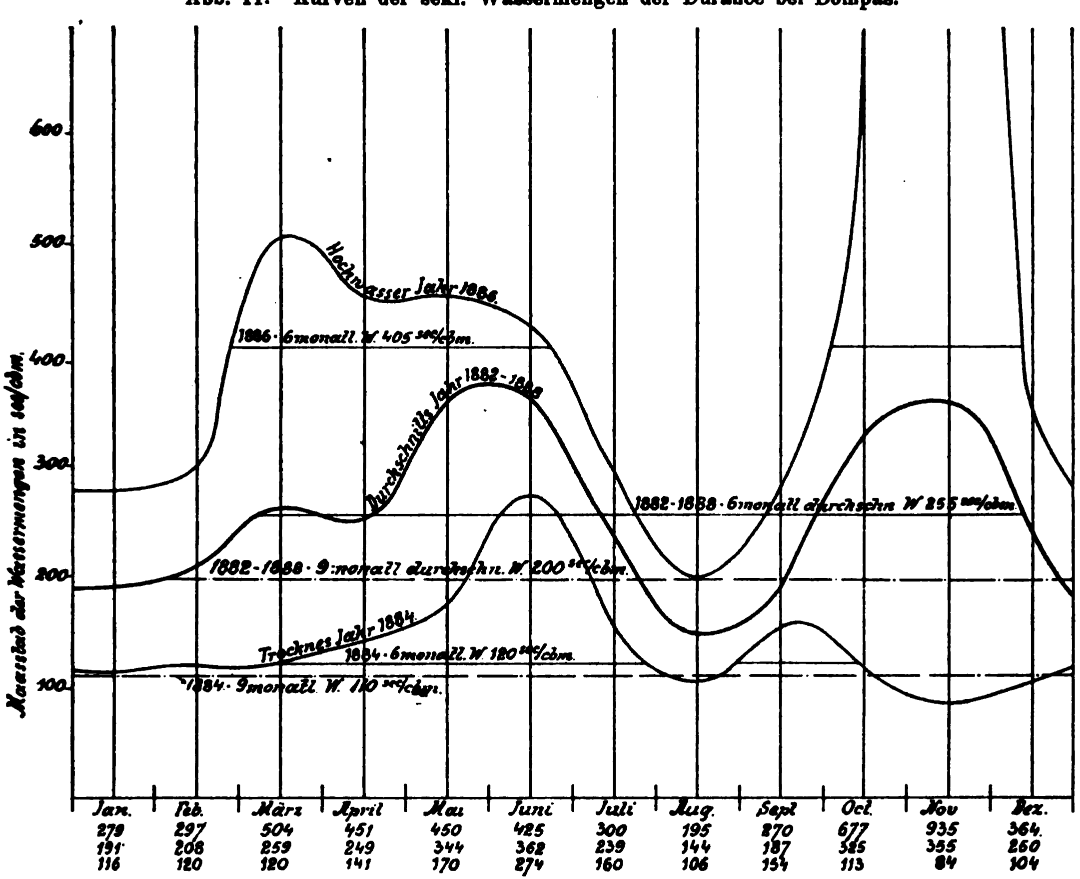
In den Kurven der Abb. 10 sind die Endpunkte der auf den Tageslotrechten abgetragenen täglichen sekl. Wassermengen miteinander verbunden, so dass anstatt der treppenförmigen Linien in Abb. 6 S. 140 hier die kontinuierlichen Wassermengenlinien erscheinen. Dass die sekl. Wassermengen pro qkm in Pont St. Martin und Morbegno grösser sind, als an der Rhone, erklärt sich zwanglos aus der grösseren Niederschlagsmenge an dem Südabhang der italienischen Alpen.

Ein anderes Bild geben die Flüsse, deren Quellgebiet zwar auch in den hohen Alpen liegt, welche aber nicht von grossen Gletschermassen gespeist werden und deren Vorflutgebiet grösstenteils Gebirgsgruppen von geringer Höhe und weite, flache Täler bilden, wie z. B. die Durance (Frankreich). Die nachstehende Abb. 11[81]) gibt ein Bild der sekl. Wassermengen in der Zeit

[81]) René Tavernier, Influence des neiges et des glaciers sur le régime des cours d'eau. Compte rendu des travaux du Congrès de la Houille Blanche. Vol. I. Grenoble 1902. p. 187.

von 1882 bis 1888 an der Durance bei Bompas in der Nähe von Avignon. Die Zahlen unter den Abb. 10 u. 11 bezeichnen die Monatsmittel. Das Vorflutgebiet der Durance beträgt daselbst 14800 qkm, die durchschnittliche Regenhöhe 700 mm, die durchschnittliche sekl. Abflussmenge, d. h. also M.W., 266 cbm/sek. oder 18 l/sek./qkm, so dass, wie bereits erwähnt, ca. 70 % der Niederschlagsmengen zum Abflusse gelangen. Auch hier spielen die Schnee- und Eismassen der oberen Quellgebiete noch eine erhebliche Rolle für die durchschnittlichen Abflussmengen; ebenso der kleine Kreislauf der Verdunstung in den Tälern und der abendlichen und nächtlichen Kondensation in den höheren Lagen.

Abb. 11. Kurven der sekl. Wassermengen der Durance bei Bompas.



Aus der Abb. 11 ersieht man, dass auch hier noch mit ziemlicher Regelmässigkeit höhere Wasserstände in den Monaten April bis Juni infolge der Schneeschmelze eintreten. Diese Wirkung hält aber während des Augusts nicht mehr an und so treten neben den Winter-Niedrigwasser auch Sommer-Niedrigwasser ein, welchen in der Regel Hochwasserperioden folgen, weil während Ende September bis November grössere Niederschläge stattzufinden pflegen. Sind aber der Sommer und Herbst trocken, so tritt statt des Herbsthochwassers ein Herbstniedrigwasser ein, welches dasjenige des Winters und Sommers noch unterschreiten kann.

Für die Durance bei Bompas war das niedrigste Wasser, welches im trockensten Jahre 1884 an nicht mehr als 10 Tagen unterschritten wurde, 80 cbm/sek, oder

5,34 l/sek./qkm. Die neunmonatliche sekl. Wassermenge im trockensten Jahre betrug etwa 110 cbm oder 7,5 l/sek./qkm. Aber es bilden hier die 3 Monate des geringeren Wassers nicht mehr eine zusammenhängende Zeitperiode. vielmehr treten hier zwei Intervalle auf. Das ist für die Beurteilung einer Wasserkraft, wie schon mehrfach hervorgehoben wurde, von grosser Wichtigkeit, weil der Betrieb dadurch naturgemäss erschwert und verteuert wird. Bei den meisten Flüssen des Hügel- und Berglandes treten die Unterbrechungen noch häufiger ein. Die sechsmonatliche sekl. Wassermenge im trockensten Jahre betrug an der Durance etwa 120 cbm oder 8,1 l/sek./qkm. Dagegen war die sechsmonatliche sekl. Wassermenge des durchschnittlichen Jahres bereits um 135 cbm grösser und betrug 255 cbm oder 17,2 l/sek./qkm. Dieser grosse Unterschied ist verursacht durch die ungewöhnliche Ergiebigkeit des nassesten Jahres (1886), welche den Durchschnitt der kurzen Zeitperiode (1882—88) so stark hob, dass sich ihre durchschnittliche. sechsmonatliche sekl. Wassermenge dem M.W. aus einer längeren Beobachtungsperiode (266 cbm vergl. S. 187) näherte. Das höchste Wasser betrug 6000 cbm/sek. oder rund 400,5 l/sek./qkm, das ist das 75fache des niedrigsten Wassers. Aus den obigen Zahlen für die Durance erkennt man die Schwierigkeit, die richtige Auswahl derjenigen sekl. Wassermenge zu treffen, welche man in einem solchen Falle für ein Wasserkraft-Projekt zugrunde zu legen hat. Ohne vergleichende Rechnungen wird man schwerlich zu einer richtigen Wahl kommen. Wollte man z. B. einem Projekt die neunmonatliche durchschnittliche sekl. Wassermenge zugrunde legen, welche mit 200 cbm/sek. um 90 cbm/sek. höher liegt, als die des trockensten Jahres, so müsste man in der Rentabilitätsberechnung jedenfalls eine Reserve in Wärmeantriebsmaschinen mit in Anschlag bringen.

Nach den Messungen der k. k. Landes-Anstalt in Innsbruck führt die Sill, welche ihren Ursprung im Brennersee nimmt, ihre Hauptzuflüsse aus dem Obernberg-, Gschnitz-, Valser-, Schmiern-, Navis-, Ruetztale (Stubaitale) erhält und bei Innsbruck in den Inn mündet, bei einem Niederschlagsgebiet von 854,4 qkm eine kleinste Wassermenge von etwa 4 cbm/sek., d. h. rund 4,7 l/sek./qkm[82]). Die höchste Hochwassermenge wird auf etwa 90 cbm/sek., d. h. auf das 22,5fache des niedrigsten Wassers angegeben. Die verhältnismässig kleine Hochwassermenge erklärt sich aus der reichen Bewaldung des Vorflutgebietes.

An der Urnäsch, Kanton St. Gallen, Schweiz (vergl. die Beschreibung der Wasserkraftanlage Kubelwerk an der Urnäsch, Kap. II, 11), deren Quellen auf dem Säntis bis zu Höhen von 1200,0 m emporgehen, hat die kleinste sekl. Abflussmenge bei einem Vorflutbecken von 77,7 qkm 6,4 l/qkm betragen. Diese Zahl deckt sich ungefähr mit den Feststellungen von M. Epper, Chef des eidgenössischen hydrometrischen Amtes, wonach die kleinsten Abflussmengen in dem schweizerischen Vorflutbecken des Rheins 6,0 l/qkm, für dasjenige der Rhone 4,0 l/qkm betragen. Das höchste Wasser betrug in der Urnäsch an der Wehrstelle des Kubelwerkes 130 cbm/sek. oder 1670 l/sek./qkm. d. h. das 260fache des niedrigsten Wassers. Die durchschnittliche neunmonatliche sekl. Wassermenge kann nach den von der St. Gallenschen Baudirektion an der Goldach während der Jahre 1890 bis 1898 durchgeführten Wassermessungen für die Urnäsch zu etwa 1,5 cbm/sek. oder rund 19,2 l/sek./qkm angenommen werden.

Am Queis in Schlesien war auf Grund der in den Jahren 1901 bis 1903 gemachten Beobachtungen für die Talsperre bei Marklissa bei einem Vorflutgebiet von 306 qkm die geringste Abflussmenge auf 1 cbm/sek. oder 3 3 l/sek./qkm angenommen.

---

82) Josef Riehl, Die Sillwerke bei Innsbruck. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 753.

Im Jahre 1904 ist aber im Durchschnitt der fünf Monate von Mitte Mai bis Oktober die Wassermenge auf 0,95 cbm/sek. oder 3,14 l/sek./qkm zurückgegangen und sie hat während einiger Zeit in dieser fünfmonatlichen Periode nur 0,50 cbm/sek. oder 1,63 l/sek./qkm betragen. Die neunmonatliche, durchschnittliche Mindestwassermenge wird dagegen auf etwa 2,5 cbm/sek., d. h. rund 8 l/sek./qkm anzunehmen sein.

In den Tagen vom 27. bis 31. Juli 1897 haben in dem Vorflutgebiet des Queis (vergl. S. 162) ganz ungewöhnliche Regenfälle stattgefunden. Das höchste Hochwasser betrug bei Marklissa am 30. Juli 780 cbm/sek. oder 2581 l/sek./qkm, d. h. das 1585fache der niedrigsten sekl. Wassermenge. Diese Hochflut hat allerdings nur wenige Stunden gewährt. Die Wassermenge ist von 10 cbm/sek. am 28. Juli während des 29. auf 180 cbm/sek. und dann ganz steil ansteigend am 30. Juli während einiger Stunden auf 780 cbm angeschwollen, um dann wieder, ebenso schnell abfallend, schon während des 31. Juli auf unter 110 cbm herunterzugehen. Aber die Gewalt dieser kurzen Flutwelle hat genügt, um einen Schaden anzurichten, der sich in Geldeswert nach Millionen Mark bezifferte.

Es hat sich bei der Beobachtung dieses Hochwassers ergeben, dass die grösste sekl. Abflussmenge während 12 Stunden des 30. Juli erheblich grösser war, als die grösste, mittlere sekl. Regenmenge in den 12 Stunden des stärksten Regenfalles am 29. Juli. Das erklärt sich zum Teil aus der Ungenauigkeit der Beobachtungen, zum anderen Teil auch aus der wegen der starken Anschwellung in der oberen Flusstrecke entstandenen grösseren Geschwindigkeit, infolgederen sich die Flutwelle am 30. in das bei Marklissa bereits am 29. vorhandene Hochwasser hineinschob und so die ungeheure Gesamtfluthöhe erzeugte.

Über die grössten sekl. Abflussmengen im Odergebiet macht die preussische Landesanstalt für Gewässerkunde in ihrem schon mehrfach erwähnten Bericht vom 1. April 1904 über das Hochwasser im Oder- und Weichselgebiet vom Juli 1903 die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Angaben:

Tabelle XXV.

Bezeichnung der Messtellen	Grösse des Vorflutgebietes in qkm	Grösste Abflussmenge am 20./21. Juli 1903 in cbm/sek. im ganzen	Grösste Abflussmenge in l/sek. pro qkm
1. An der Oder bei Hohensaaten	107 870	2 040	19
2. An der Oder bei Pollenzig	47 000	1 738	37
3. An der Glatzer Neisse bei der Mündung in die Oder	4 555	1 230	270
4. An der Hotzenplotz bei der Mündung in die Oder	1 016	854	840
5. An dem Goldbach bei Arnoldsdorf	51,1	150	2 900

In dieser Zahlenreihe tritt der Erfahrungssatz, dass die sekl. Hochwassermenge pro qkm um so grösser wird, je kleiner das betrachtete Vorflutgebiet ist, d. h. je näher es den Quellen liegt, so recht deutlich hervor.

Die im vorstehenden einzeln mitgeteilten Zahlen über sekundliche Abflussmengen pro qkm sind in Tabelle XXVI noch einmal übersichtlich zusammengestellt und ergänzt worden.

Tabelle XXVI.
Sekl. Abflussmengen pro qkm.

Bezeichnung des Flussgebietes	Grösse des Vorflutgebiets in qkm	355 täg. Abfluss in l/sek./qkm		9 monatl. Abfluss in l/sek./qkm			6 monatl. Abfluss in l/sek./qkm			Grösste Abfluss-Menge	
		im trockensten Jahr	im Durchschnitt	im trockensten Jahr	im Durchschnitt	im nassesten Jahr	im trockensten Jahr	im Durchschnitt	im nassesten Jahr	in l/sek./qkm	in dem n fachen der kleinsten Abfluss-Menge n
Eschbachtal (Remscheid)	4,5	0,44	—	—	—	—	—	—	—	1000,0	2300
Ossa bei Klodtken (Westpreussen)	1440,0	0,40	—	—	—	—	—	—	—	26,0	65
Wupper bei Dahlhausen	213,4	1,50	—	3—4	7,3	16,4	9,3	17,6	21,0	1000,0	666
Urft bei Gemünd (Eifel)	375,0	1,30	—	—	—	—	—	—	—	270,0	208
Queis bei Marklissa (Schlesien)	306,0	1,65	—	—	8,0	—	—	—	—	2581,0	1585
Goldbach bei Arnoldsdorf (Odergebiet)	51,1	—	—	—	—	—	—	—	—	2900,0	—
Rhone bei St. Maurice	4692,0	4,0	—	6,4	9,0	—	9,4	15,5	—	208,0	52
Dora Baltea im Aostatale (Südabhang der italienischen Alpen)	3000,0	6,0	—	12,5	14,0	—	18,0	20,0	—	360,0	60
Adda bei Morbegno in der Valtellina (Südabhang d. italienischen Alpen)	2550,0	6,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Durance bei Bompas (Frankreich)	14800,0	5,34	—	7,5	18,5	—	8,1	17,2	27,2	400,5	75
Sill bei Innsbruck (Tirol)	854,4	4,70	—	—	—	—	—	—	—	105,75	22,5
Urnäsch, St. Gallen (Schweiz)	77,7	6,4	—	—	19,2	—	—	—	—	1670,0	260

B. Direkte Ermittelung der sekl. Wassermengen durch direkte Messungen.

Bis zu dem Zeitpunkt, wo ein umfangreicheres und einheitliches Vergleichsmaterial vorliegt, wird in den meisten Fällen die indirekte Ermittelung der charakteristischen sekl. Wassermengen noch keine genügend sichere Unterlage für Projekte von Wasserkraftanlagen liefern, sondern man wird diese indirekten Ermittelungen durch direkte Messungen meistens zu ergänzen haben.

Die Grundlagen für die Bestimmung der sekl. Wassermengen müssen, wie gesagt, für unsere Zwecke täglich während einer Zeitperiode von möglichst vielen Jahren gewonnen werden, denn nur auf diese Weise kann man einen genügend klaren Einblick in den Wert einer Wasserkraft und in die mit ihr zu erzielenden Kraftleistungen erreichen. Wenn stärkere Schwankungen des Wasserstandes an einem Tage zu erwarten sind, muss bei kleineren Wasserläufen mehr als einmal am Tage abgelesen werden. Die sekl. Wassermenge Q, welche durch ein bestimmtes benetztes Querprofil

F fliesst, ist $Q = F . v$. Die Geschwindigkeit v ist nach der bekannten Chezy-Eytelweinschen Grundformel[88]) $v = c \sqrt{R. J.}$ (vergl. Kap. III, 2, Werkkanäle), worin bedeuten: c einen Beiwert, welcher von der Rauhigkeit des benetzten Umfanges, von der Grösse des hydraulischen Radius und von der Geschwindigkeit selbst abhängt, R den sogenannten hydraulischen Radius, d. h. den Quotienten $\frac{\text{benetzter Querschnitt}}{\text{benetzter Umfang}} = \frac{F}{p}$, und J das Gefälle. Wäre die Gestalt des Querprofils einer Flusstrecke bekannt und unveränderlich und hätte man für das Profil bei verschiedenen Wasserständen und Gefällen den Beiwert c bestimmt, so könnte man aus täglichen Ablesungen an drei Pegeln die Spiegelgefälle J, die Querschnitte F und die hydraulichen Radien R bestimmen und daraus also die Geschwindigkeiten v und daher auch die täglichen sekl. Wassermengen Q berechnen. Aber die ausreichend genaue Bestimmung des Beiwertes c ist nur durch eine grössere Anzahl von direkten Wassermessungen möglich und dann ist in Flüssen, welche für unsere Zwecke in Frage kommen, der Fall nicht häufig, dass man ein natürliches Querprofil als unveränderlich ansehen könnte. Es müssen deshalb während der Beobachtungsperiode für einige charakteristische Wasserstände durch direkte Wassermessungen die Zahlenwerte von c bestimmt und durch gleichzeitige Peilungen die Veränderungen des Sohlenprofils festgestellt werden, damit aus den täglichen Wasserstandsablesungen die sekl. Wassermengen ermittelt werden können.

Für ein bestimmtes Projekt genügt es immer, die sekl. Wassermengen an einem Messprofil festzustellen, welches man möglichst in die Nähe des zukünftigen Einlaufes zu verlegen suchen wird, sofern man sich diesbezüglich schon bei Beginn der Vorarbeiten ein ungefähres Bild machen kann. Wenn irgend möglich, wählt man andererseits für das Messprofil eine gradlinige Flusstrecke und eine solche mit möglichst regelmässigen Ufern und dem Stromstrich in der Mitte.

Liegt eine für das Messprofil günstige Stelle erheblich ober- oder unterhalb des zukünftigen Einlaufes, so muss man später die für die einzelnen charakteristischen sekl. Wassermengen gewonnenen Resultate nach Massgabe der Differenz zwischen dem wirklichen Vorflutgebiet an der Einlaufstelle und dem berechneten Vorflutgebiet an dem Messprofil berichtigen, indem man die qkm dieser Differenz mit dem gefundenen Wert für die l/sek. pro qkm multipliziert und das Produkt entweder abzieht oder zuzählt. In vielen Fällen wird diese Differenz belanglos sein.

Ist die Stelle des Messprofils gewählt — aus der nachfolgenden Beschreibung einzelner Messmethoden werden sich noch weitere Gesichtspunkte für die Auswahl ergeben — so müssen zunächst die Pegel zur Beobachtung der täglichen Wasserstände angebracht werden und zwar einer am Messprofil selbst und je ein Hilfspegel oberhalb und unterhalb.

Die Pegellatten mit der Masseinteilung müssen an Orten angebracht werden, welche gegen Strömung, Eisgang und Wellenschlag tunlichst geschützt sind, andererseits natürlich auch so, dass am Pegel der Wasserspiegel der betreffenden Flusstelle noch sicher zur Geltung kommt. Man darf z. B. die Pegellatten nicht an dem talwärts gerichteten runden Kopfe eines Brückenpfeilers anbringen, weil sich hier durch die Strömung Vertiefungen des Wasserspiegels bilden. Die Entfernung der Hilfspegel vom Hauptpegel am Messprofil selbst hängt ganz von der Örtlichkeit und dem Wasserspiegelgefälle ab, wird in der Regel aber nicht mehr als je 250,0 m betragen und kann bei sehr steilem Gefälle erheblich kleiner sein.

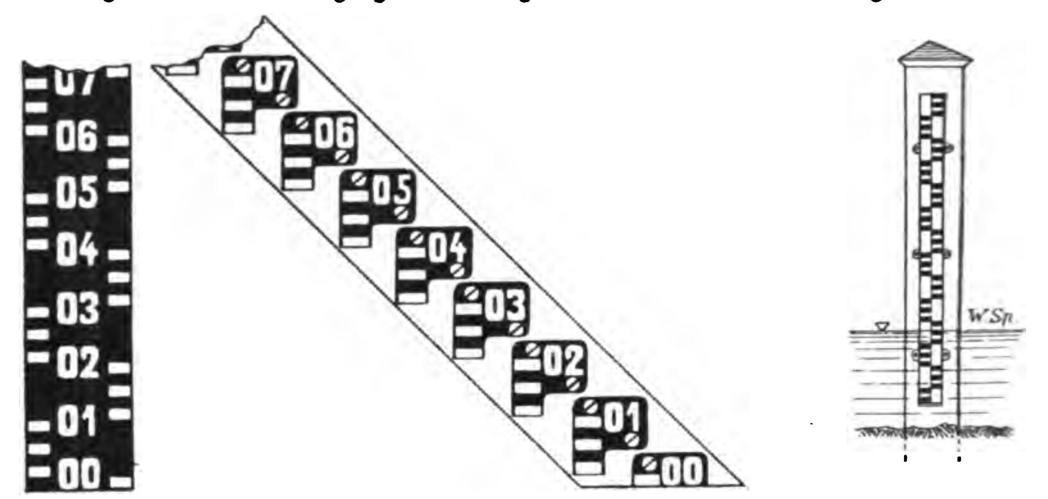
---

[88]) In Frankreich und Italien wird diese Formel häufig Tadini zugeschrieben, vergl. A Flamant Hydraulique. Paris 1900. S. 189.

Die Entfernung von zusammen 500,0 m gibt bei einem Wasserspiegelgefälle von 1 : 1500 schon eine Höhendifferenz zwischen oberstem und unterstem Pegel von 0,333 m.

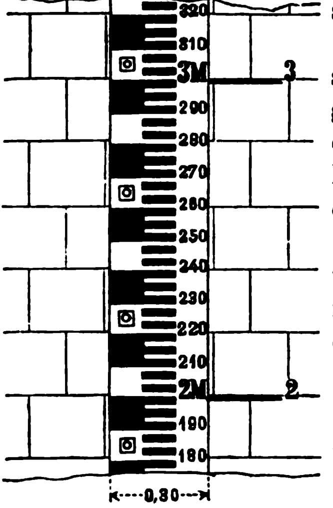
Liegt eine Brücke, welche das Profil einengt, oberhalb oder unterhalb des Mess-

Abb. 12. Pegel mit in Porzellan ausgelegter Feinteilung von Seibt-Fuess. Abb. 13. Pegel an einem Pfahl.



profils, so empfiehlt es sich, die Hilfspegel so anzubringen, dass die kleine Gefällstufe, welche an der Brücke im Wasserspiegel entsteht, nicht mitgemessen wird, d. h. also, die Brücke ausserhalb der beobachteten Strecke zu lassen. Im übrigen sind Brücken und namentlich Hängebrücken, sehr geeignete Stellen für das Messprofil selbst.

Abb. 14. Französ. Pegelteilung.



Die Ablesung der Wasserstände am Pegel wird um so zuverlässiger, je näher der Beobachter sich dem Pegel gegenüber aufstellen kann und je mehr der Sehwinkel sich einem rechten nähert. Am besten ist es, wenn man die Pegel am Flussufer in Nischen unterbringen kann, welche durch Treppen gut zugänglich sind.

Es gibt im Handel eiserne und hölzerne Pegellatten von meistens 20 cm Breite. Bei den hölzernen Pegellatten ist die Teilung meistens in Ölfarbenanstrich aufgetragen, bei den eisernen in Emaille, oder in einzelnen Porzellanplatten.

Je nachdem die Pegellatten lotrecht oder schräg zur Aufstellung gelangen, ist die Einteilung natürlich verschieden. Abb. 12, 13 und 14 zeigen verschiedene Pegelanordnungen.

Den Nullpunkt der Pegellatten legt man in der Regel gleichmässig für alle 30—50 cm unter den niedrigsten Wasserspiegel am Messprofil und schliesst den Nullpunkt an bekannte Festpunkte an, so dass man aus der Ablesung auf einfache Weise die Beziehungen zu dem Nullpunkt des Fixpunktnetzes herstellen kann.

Für kleinere Wasserläufe, bei denen die Einwirkungen von Niederschlägen sich schnell zeigen und kleinere, innerhalb einiger Stunden verlaufende Flutwellen erzeugen, ist die dauernde Aufschreibung der Wasserstände durch selbstschreibende Pegel notwendig. Aber auch sonst ist die Verwendung derartiger Apparate zu empfehlen, wenn

die nötigen Mittel zur Beschaffung verfügbar sind. Es tritt immerhin durch die Anwendung selbstregistrierender Pegel insofern eine Ersparnis ein, als die Beobachtung derselben nicht alle Tage nötig ist.

Eine in Preussen viel verwendete Konstruktion ist der in Abbildung 15 dargestellte Apparat von Seibt-Fuess[84]).

Als Schwimmer dient ein mit Bleischrot beschwertes Kupfer- oder Eisengefäss S, welches mittelst eines Stahldrahtes an einer Rolle Sr aufgehängt ist. Ein Gegengewicht N spannt diesen Draht und dreht die Rolle bei steigendem Wasser. Die Drehung der Rolle wird mittelst Zahnstange T auf einen Schreibstift c übertragen, welcher die Kurven auf einer Papiertrommel zeichnet. Die Papier-

Abb. 15.
Selbstschreibender Kontrollpegel von Seibt-Fuess.

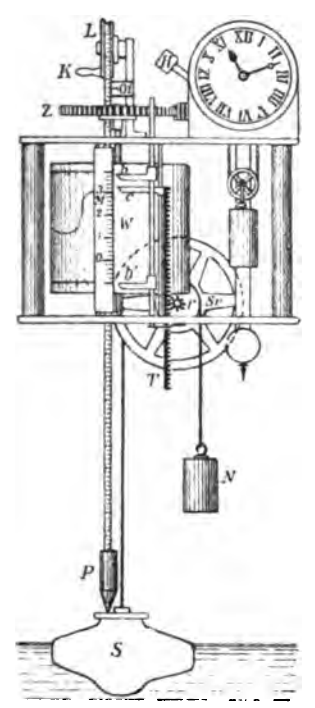
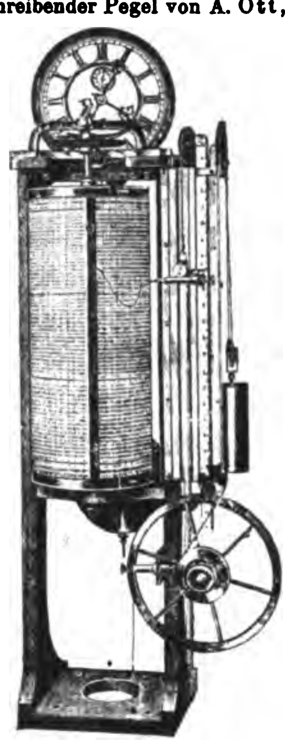


Abb. 16.
Selbstschreibender Pegel von A. Ott, Kempten.



trommel wird durch ein besonderes Uhrwerk mittelst Zahntrieb Z regelmässig, meistens wöchentlich einmal um ihre Achse gedreht. Die mit dem Schreibstift auf der Trommel gezeichnete fortlaufende Linie nennt man die Wasserstandskurve. Durch zwei weitere Schreibstifte b und b werden im festen Abstande voneinander und in bestimmter Höhe horizontale Linien auf die Trommel übertragen. Der Hammer H zeichnet durch Schläge in bestimmten Zeitabständen (alle vier Stunden) Zeitmarken an den horizontalen Linien auf. Hierdurch werden Irrtümer in bezug auf die Zeit leichter ausgeschlossen und es wird auch die Veränderung, welche das während der Aufzeichnung meistens feuchte Papier später erleidet, kontrollierbar. Ein am Apparate angebrachter Masstab M ermöglicht die Ablesung des Wasserstandes unmittelbar in Beziehung auf den Nullpunkt des Pegels. Ebenso kann durch eine besondere Lotvorrichtung L, durch welche mittelst der Kurve K ein Stahlband mit dem Gewichte P bis auf den Schwimmer S herabgelassen werden kann, die direkte Feststellung des Wasserstandes erfolgen.

Abb. 16 stellt den selbstregistrierenden Pegel von A. Ott dar[85]). Die Apparate sind für $7^1/_2$ tägige Umlaufszeit eingerichtet. Die nutzbare Höhe der Papiertrommel

---

84) Seibt, Der Kurven zeichnende Kontrollpegel. Zentralbl. d. Bau-Verw. 1893. S. 542.
85) A. Ott, Math.-mech. Institut Kempten in Bayern.

beträgt 350 mm, die Länge der Stunde 2½ mm. Die Aufzeichnung erfolgt je nach der Grösse der zu erwartenden Wasserstandsunterschiede im Verhältnis 1:1 bis 1:20. Der Preis eines Apparates schwankt zwischen 210—325 Mark, je nach der Ausrüstung und dem Aufzeichnungsverhältnis.

Derartige selbstschreibende Apparate müssen über einen gemauerten oder hölzernen oder eisernen Brunnenschacht von ca. 1,0 m lichter Weite aufgestellt werden, welcher durch einen Seitenkanal von mindestens 0,15 m lichter Weite mit dem Flusswasser in Verbindung steht. Der Apparat selbst ist durch ein kleines Pegelhäuschen in Holz oder Eisen oder Mauerwerk zu schützen.

Die verschiedenen Bedürfnisse bei Einzelfällen haben ihre Befriedigung durch eine ganze Reihe von Verbesserungen und Vervollkommnungen dieser Apparate gefunden, deren Besprechung hier aber zu weit führen würde. Erwähnt sei nur kurz der Druckluftpegel von Seibt-Fuess[86]), ferner der elektrische Fernpegel von Seibt-Fuess[87]), bei welchem auf elektrischem Wege der Wasserstand an einer entfernten Stelle angezeigt wird. Namentlich die letztgenannten Apparate haben für Wasserkraft-Anlagen mit einem Stauweiher oder einer Talsperre insofern Bedeutung, als durch den Apparat in einem entfernt gelegenen Krafthause der Wasserstand im Sammelbecken angezeigt werden kann.

Über das Auftragen der Wasserstandsablesungen ist bereits Seite 140 und 141 das Nötige mitgeteilt worden.

Das Ziel der direkten Wassermengen-Messungen ist nun, für das beobachtete Messprofil eine möglichst einfache, aber sichere Methode zu finden, aus der man mit Hilfe der täglich gemessenen oder durch den Selbstschreiber dauernd registrierten Wasserstände die sekl. Wassermengen bestimmen kann. Es müssen zu diesem Zwecke für je ein Beobachtungsjahr mindestens bei einem niedrigen Wasserstande, bei zwei weiteren mittleren Wasserständen, sowie bei einem Hochwasserstande direkte Wassermessungen stattfinden und zwar ist jede Wassermessung mindestens doppelt, am besten dreifach zu machen, damit eine Kontrolle vorhanden ist, da Irrtümer leicht vorkommen. Auf Genauigkeit muss besonders bei der Messung des N.W., aber auch der zwei mittleren Wasserstände geachtet werden, weil ihre Werte für die Wasserkraft am wichtigsten sind, während bei den höheren Wasserständen, soweit es sich ausschliesslich um Ausnutzung der Wasserkraft handelt, grössere Fehlergrenzen zulässig erscheinen.

Überfallmessung: In kleineren Bächen und auch noch in breiteren Wasserläufen, welche ein gleichmässiges Sohlenprofil haben, ist die Messung durch Überfälle die sicherste Methode. Allerdings erfordert eine solche Messung die Anlage eines festen Überfalls im Flussprofil, was immerhin mit erheblichen Unkosten verknüpft ist. Die Wassermenge, welche durch einen solchen Überfall fliesst, ist bestimmt durch die Formel

$$Q = {}^2/_3\,\mu\, b\,.\,h_1\,.\,\sqrt{2\,g\,h_1} = {}^2/_3\,\mu\, b\,\sqrt{2\,g}\,h_1^{3/2},$$

worin μ einen von der Form und der Höhe des Überfalls abhängigen Beiwert, h_1 die Höhe und b die Breite des überfallenden Wasserstrahls, g die Erdbeschleunigung = 9,81 bedeuten. Die Bestimmung des Beiwerts μ ist am sichersten, wenn vollkommene Ein-

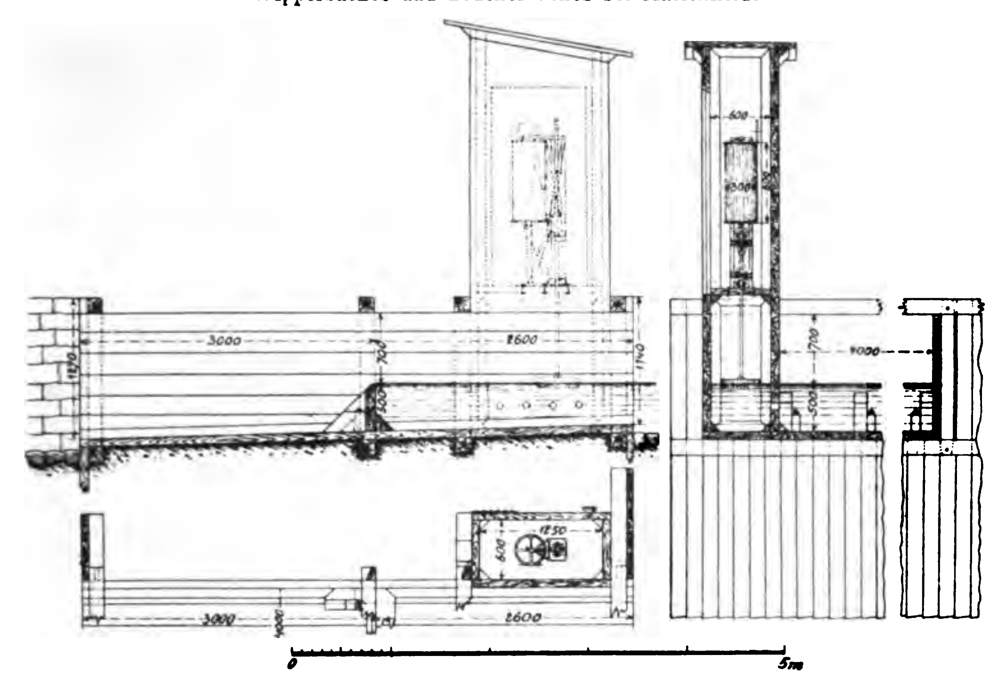
---

86) Zentral-Bl. d. Bau-Verw. 1896. S. 202. Seibt, Selbstschreibender Druckluftpegel.
87) Zentral-Bl. d. Bau-Verw. 1900. S. 69.

schnürung am ganzen Umfange stattfindet und man wird deshalb derartige Messüberfälle am besten aus Holz herstellen und sie mit einem scharfen Rande aus Eisen versehen.

Die Angaben über die Werte für μ sind bis heute noch ziemlich schwankend. Bis zu Überfallhöhen von 0,60 m kann bei vollkommener Einschnürung μ zu 0,623 angenommen werden. Für grössere Überfallhöhen wächst dieser Wert; man würde also zu kleine sekl. Wassermengen bei Beibehaltung des genannten Beiwertes bekommen. Wenn man sicher gehen will, bleibt deshalb nichts anderes übrig, als den Beiwert μ durch direkte Flügelmessung im Profil für einige Werte von h_1 an dem errichteten Messüberfall festzustellen.

Abb. 17. Einbau eines Messüberfalls mit selbstschreibendem Pegel für den vereinigten Wasserlauf des Wipperbaches und Brucherbaches bei Marienheide.



Oft ist die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers so gross, dass man sie nicht vernachlässigen kann. Man würde ohne Berücksichtigung dieser ankommenden Geschwindigkeit zu kleine Werte für Q erhalten. In der nachstehenden Formel

$$Q = {}^2/_3\,\mu\, b \sqrt{2\,g}\,\left[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right]$$

ist die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers durch k berücksichtigt. Die Geschwindigkeit v_0 des ankommenden Wassers wird man meistens durch Stab-Schwimmermessungen feststellen und aus der Beziehung $v_0 = \sqrt{2\,g\,k}$ den Wert für k ermitteln.

Im Kap. III, § 2, Werkkanäle, wird über die Theorie der Überfälle Näheres mitgeteilt, so dass hier darauf verwiesen werden kann.

Die Höhe des überfallenden Wasserstrahls ist ca. 1,0 m von dem Überfall selbst zu messen und es ist deshalb die Pegellatte ca. 1,0 m vor dem Überfall aufzustellen und zwar am besten so, dass der Nullpunkt auf gleicher Höhe mit der Krone des Überfalls liegt.

Derartige Überfälle werden häufig mit selbstschreibenden Pegeln verbunden. Eine solche Anlage wurde im Dezember 1887 von Intze im Eschbachtale bei Rem-

scheid für ein Vorflutgebiet von 4,5 qkm und später für den vereinigten Wasserlauf des Wipperbaches und des Brucherbaches bei Marienheide, ausreichend für 8 qkm Niederschlagsgebiet aufgestellt. Abb. 17 zeigt Grundriss und 2 Querschnitte einer solchen Einrichtung. Für diese Überfälle wurde μ konstant zu 0,63 angenommen.

Es versteht sich von selbst, dass man alte Triebwerksanlagen oder feste Brücken und Durchlässe benutzen wird, ohne sich die Kosten eines besonderen Überfallmessprofiles aufzuerlegen, wenn man an ihnen zuverlässige Messprofile gewinnen kann. Meistens wird allerdings die Auswahl eines Zahlenwertes für μ aus den Angaben der verschiedenen Autoren dann noch schwieriger, weil eine vollkommene Einschnürung selten vorausgesetzt werden darf, es auch nicht leicht zu entscheiden ist, bei welcher Überfallhöhe h_1 sich die Sohleneinschnürung ganz oder teilweise ausbildet, welchen Einfluss man der Gestalt der aufwärts gelegenen Überfallswand beimessen muss und anderes mehr. Bei Brücken und Durchlässen kann der Fall des unvollkommenen Überfalles in Betracht kommen, und man hat dann 2 Beiwerte μ_1 und μ_2 zu bestimmen (vergl. Kap. III, § 1, Wehre). Wenn man sicher gehen will, muss man auch in solchem Falle durch Flügelmessungen bei verschiedenen Werten von h_1 entsprechende Werte von μ ermitteln, welche dann solange ihre Gültigkeit behalten, als das Messprofil unverändert bleibt.

Geschwindigkeitsmessungen: Bei grösseren Flussläufen würde die Herstellung eines Überfallprofils zu Messzwecken zu kostspielig werden. Man muss deshalb die Wassergeschwindigkeit in dem Profil direkt messen.

Vorarbeit für jede Geschwindigkeitsmessung ist die Peilung des Flussprofils, welche möglichst unmittelbar vor Beginn der Messung vorzunehmen ist. Erst aus der Gestalt der Flussohle kann man Schlüsse ziehen über die Anzahl der Vertikalen, in denen man Geschwindigkeitsmessungen vorzunehmen hat. Ausgehend von den Knickpunkten in dem Querprofil der Sohle wird man an den steileren Böschungen die Lotrechten im Abstand von 2—5 m wählen, auf Strecken aber, wo die Wassertiefe ungefähr dieselbe bleibt, sich, namentlich bei Hochwasser, mit Lotrechten im Abstand von 10,0—20,0 m begnügen. Zeigt z. B. das Niedrigwasserprofil von der Stromrinne aus eine nach beiden Seiten gleichmässig ansteigende Sohlenlinie, so wählt man am besten die Lotrechten in gleichem Abstand von 2—5 m über das ganze Profil.

Die Wassergeschwindigkeit in einer Lotrechten ändert sich nach Dupuit[88]), Boileau[89]), Humphreys und Abbot[90]), Darcy, Bazin u. a. nach einer Parabel mit horizontaler Achse und nach Humphreys und Abbot liegt diese Achse, also die maximale Geschwindigkeit v_x, 0,297 m unter dem Wasserspiegel (vergl. Abb. 18). Nach Hagen[91]) ist die Kurve der Geschwindigkeiten in einer Lotrechten eine Parabel mit stehender Achse (vergl. Abb. 19). Nach R. Jasmund[92]) ist die vertikale Geschwindigkeitskurve eine logarithmische Linie. Sowohl nach Hagen, als nach Jasmund liegt

---

88) Dupuit, Études théoriques et pratiques sur les mouvements des eaux courantes etc. Paris. 1848.

89) Boileau, Traité de la mesure des eaux courantes etc. Paris 1854.

90) Humphreys u. Abbot, Report upon the physics and hydraulics of the Mississippi. Philadelphia 1861. Übersetzt von Grebenau.

91) G. Hagen, Über Bewegung des Wassers in Strömen. Berlin 1868. — Über das Gesetz, wonach die Geschwindigkeit des strömenden Wassers mit der Entfernung vom Boden sich vergrössert. Berlin 1871.

92) R. Jasmund, Die Einwirkung der Flussohle auf die Geschwindigkeit des fliessenden Wassers. Zeitschr. f. Bauw. 1893. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. Teil. Der Wasserbau. 4. Aufl. I. Bd. S. 462 ff.

die Maximalgeschwindigkeit in der Oberfläche. Letzteres kann theoretisch richtig sein, praktisch wird es aber nur bei ruhiger Luft zutreffen, denn bei stromaufwärts gerichteter Luftbewegung muss eine Verzögerung der Wasserteilchen im Wasserspiegel stattfinden.

Bei der Messung an der Isère vom 20. und 21. März 1894 bei N.W. wurde z. B. die grösste Geschwindigkeit nicht in der Oberfläche, sondern ungefähr 0,50 m darunter gefunden[93]).

Für die Berechnung der sekl. Wassermengen braucht man die mittlere Geschwindigkeit in jeder Lotrechten.

Man kann nun diese gewünschte mittlere Geschwindigkeit in einer Lotrechten so finden, dass man die Geschwindigkeit an der Oberfläche, an der Sohle und in verschie-

Abb. 18. Vertikalgeschwindigkeitskurve nach Humphreys u. Abbot.

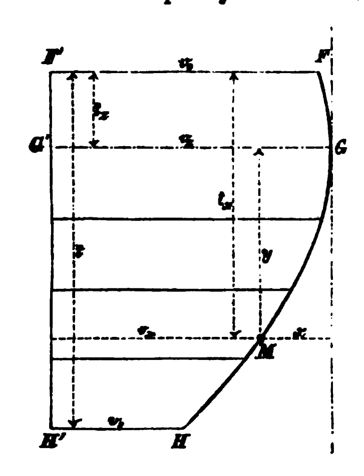
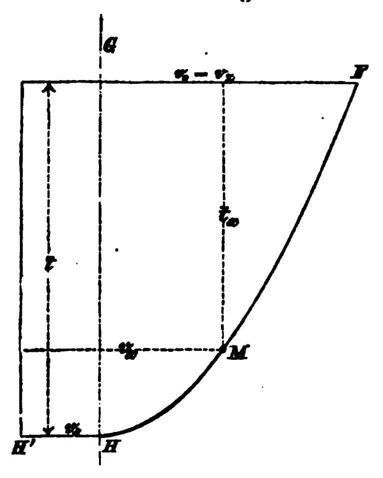


Abb. 19. Vertikalgeschwindigkeitskurve nach Hagen.



denen Tiefen dazwischen misst, alsdann die gewonnenen Geschwindigkeiten in einem Profil aufträgt und die Profilfläche f (vergl. Abb. 18 und Abb. 19) durch die Wassertiefe t dividiert, also $v_m = \frac{f}{t}$.

Anstatt die Parabelfläche zu berechnen wird es meistens genügen, sich die Fläche in Trapeze zerlegt zu denken.

Will man grössere Fehlergrenzen zulassen, so kann man entweder die mittlere Vertikalprofilgeschwindigkeit direkt messen oder die mittlere Geschwindigkeit aus der Oberflächengeschwindigkeit, bezw. aus der Maximalgeschwindigkeit herleiten.

Die mittlere Vertikalgeschwindigkeit liegt nach R. Jasmund 0,368 t über der Sohle, also 0,632 t unter dem Wasserspiegel. Nach v. Wagner[94]) liegt der Mittelwert der Vertikalgeschwindigkeit auf 0,5966 t, nach Hagen auf 0,555 t, nach Schlichting 0,577 t, nach Humphreys und Abbot auf 0,66 t.

Wie bereits S. 133 erwähnt, kann die mittlere Geschwindigkeit nach Bazin angenähert zu 0,785 v_s, nach Hagen = 0,86 $v_0 = v_s$, nach v. Wagner 0,838 v_0 angenommen werden.

---

[93]) R. de la Brosse, Étude hydrologique d'un bassin de montagne. Compte rendu des traveaux du congrès de la Houille Blanche. Grenoble 1902. Premier volume S. 172.

[94]) von Wagner, Hydrologische Untersuchungen. Braunschweig 1881. S. 87.

Baumgarten empfahl den Ausdruck $v_m = 0,8 \frac{v_0 + 2,372}{v_0 + 3,153} \cdot v_0$

Schlichting den Ausdruck $v_m = \frac{1 + 0,2676\sqrt{t}}{2 + 0,4014\sqrt{t}} \cdot v_0$. bei Geschwindigkeiten über 1,5 m/sek.

Wenn man sich also mit der Genauigkeit begnügen will, welche sich aus der Anwendung dieser immerhin unsicheren Beiwerte ergibt, so würde es z. B. genügen, die Oberflächengeschwindigkeit oder die Maximalgeschwindigkeit in den einzelnen Lotrechten zu messen und daraus die mittlere Geschwindigkeit durch Multiplikation mit einem der angegebenen Beiwerte zu berechnen oder die mittlere Geschwindigkeit direkt in der Tiefe, in welcher man dieselbe nach einem der Autoren annehmen will, zu messen.

Für die direkte Messung der mittleren Geschwindigkeit eines Vertikalprofils gibt es noch andere Methoden, von denen noch die Rede sein wird.

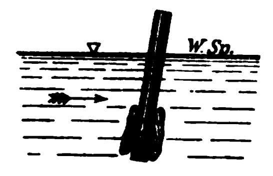
Ist das Messprofil gewählt, so wird es durch je einen Profilstein am linken und rechten Ufer markiert, derart, dass die Profillinie lotrecht zum Stromstrich liegt.

Jeder Messung muss, wie bereits erwähnt, eine Sohlenpeilung vorausgehen, damit die Fläche des benetzten Profils sicher berechnet werden kann. Fehler in der Berechnung der Querschnittsfläche haben nach der Formel $Q = F \cdot v$ den gleichen Einfluss auf die sekl. Wassermenge wie gleiche grosse Fehler in der Geschwindigkeitsmessung.

Während der Geschwindigkeitsmessungen werden stündlich die Wasserstände an den 3 Pegelstellen abgelesen und zwar bei breiteren Flüssen, bei welchen sich an beiden Ufern verschiedene Höhen ergeben können, an beiden Ufern möglichst gleichzeitig. Diese Pegelablesungen sind notwendig, um das Wasserspiegelgefälle festzustellen und um, wenn sich der Wasserstand während der ganzen Messung ändert, einen mittleren Wasserstand rechnerisch zu finden.

Geräte zur Geschwindigkeitsmessung. a) Schwimmermessungen. Man unterscheidet Oberflächen-Schwimmer, Schwimmer mit geringer Eintauchung und Stabschwimmer. Als Oberflächenschwimmer kommen kleine Holzscheibchen, auf denen an weissen Stäben Fähnchen befestigt sind, oder hohle Blechkugeln von 10—50 cm Durchmesser zur Verwendung. Da die Oberflächenschwimmer aber vom Winde stärker beeinflusst werden, bevorzugt man kleinere Holzstäbe oder Blechröhren, welche durch Blei oder kleine Kieselsteine an einem Ende so beschwert sind, dass sie etwa 0,25—0,30 cm in das Wasser eintauchen und nahezu lotrecht stehen. Das herausstehende Ende wird zweckmässig mit Kalk oder Farbe weiss gemacht (vergl. Abb. 20). Statt der Stäbe kann man auch leere Glasflaschen von 0,25—0,30 cm Länge verwenden. Man darf annehmen, dass diese Schwimmer die Maximalgeschwindigkeit $v_{max} \backsim v_0$ messen.

Abb. 20. Schwimmer mit geringer Eintauchung.



Zur Ausführung einer Schwimmermessung wird in gleichem Abstande vom Messprofil aufwärts und abwärts je ein weiteres Profil abgesteckt und, sofern es sich um eine längere Reihe von Messungen handelt, durch Steine festgelegt. Man setzt die Steine so, dass sie mit dem Steine des Messprofils eine Gerade bilden und dass diese Geraden an beiden Ufern einander parallel sind, d. h. die Entfernung der Steine von Ufer zu Ufer in jedem Profil die gleiche wird. Alle Profilsteine werden trigonometrisch festgelegt. Den Abstand der 3 Profile wählt man je nach der Geschwindigkeit im Flusse verschieden, jedoch so, dass der Schwimmer in der Strommitte nicht mehr als 2 Minuten vom obersten bis zum untersten Profil braucht.

Für die Messung selbst werden in jedem Profil zwei Signalstangen aufgestellt, an denen der Durchgang der Schwimmer beobachtet werden kann. In dem Messprofil und

etwa 10 Meter oberhalb der obersten beiden Signalstangen spannt man je einen Peildraht quer über den Fluss, deren Nullpunkte in gleichem Abstand von der Geraden der Profilsteine festgemacht werden und an welchen die Lotrechten durch verschiedenfarbige Zeuglappen gekennzeichnet sind.

An dem oberen Peildraht stellt man sich alsdann in einem leichten Kahn in den einzelnen Lotrechten ein und setzt jedesmal nacheinander 3—6 Schwimmer aus. Die Zeitbestimmung des Durchganges der Schwimmer durch die drei Profile kann in der Regel von einem Beobachter wahrgenommen werden, welcher möglichst mit zwei Chronoskopen, d. h. Uhren mit Hemmungsvorrichtungen, versehen ist. Die Tageszeit der Messung an jeder Lotrechten wird notiert, damit man nach den stündlichen Pegelbeobachtungen den genauen Wasserstand, bezogen auf den Nullpunkt des Fixpunktnetzes kennt und damit man die gemessenen Geschwindigkeiten für alle Lotrechten bei schwankendem Wasserstande später auf einen mittleren Wasserstand reduzieren kann. Es ist notwendig, an jeder Lotrechten eine grössere Anzahl von Schwimmern auszusetzen, weil die Schwimmer oft abtreiben und die Messungsresultate sonst zu ungenau werden. Wenn es ihr Wert verlohnt, werden die Schwimmer durch einen zweiten Kahn unten wieder aufgefangen.

Abb. 21. Der Stabschwimmer.

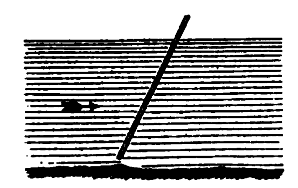
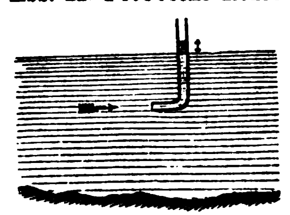


Abb. 22. Pitotsche Röhre.



Als Stabschwimmer werden meistens hohle, unten geschlossene Blechröhren von 3—4 cm Durchmesser verwendet, welche aus einzelnen Stücken zusammengeschraubt und mit Bleischrot soweit beschwert werden, dass ihr Ende eben noch über der Sohle bleibt.

Ein Stabschwimmer wurde zuerst von dem Jesuitenpater und Mathematiker Cabeo (geboren 1585 zu Ferrara, gestorben 1650 zu Genua) im Jahre 1646 benutzt und von dessen Zeitgenossen Barattieri verbessert[95]). Der Stab nimmt beim Schwimmen eine geneigte Stellung ein, entsprechend der nach der Sohle zu abnehmenden Geschwindigkeit. Man nimmt an, dass sich ein solcher Stab mit der mittleren Geschwindigkeit der Lotrechten, in welcher er sich befindet, bewegt, so dass die Messung direkt die mittlere Vertikalprofilgeschwindigkeit ergibt.

Die Ansichten über den Wert solcher Stabschwimmermessungen schwanken. Hagen[96]) war der Meinung, dass der Cabeosche Stab eine viel häufigere Anwendung verdiene, als er gefunden habe.

Bei den Rheinstrommessungen Grebenaus wurden sehr erhebliche Differenzen zwischen den Resultaten mit Stabschwimmern und mit Woltmanschen Flügeln festgestellt. Die Theorie der Stabschwimmer ist in verschiedenen Abhandlungen von Legler, Fliegner, Amsler-Laffon u. a. in der Schweiz. Bauzeitung 1888, S. 70, 83, 92, 103, 152 behandelt.

---

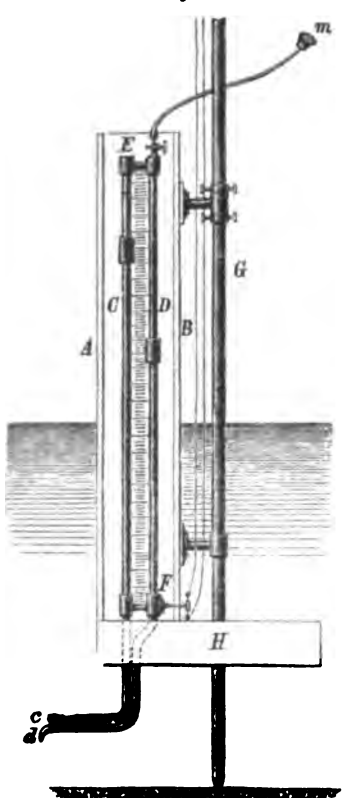
95) Brüning, Über die Geschwindigkeit des fliessenden Wassers. S. 99.

96) Handbuch der Wasserbaukunst. II. Teil. 1. Bd. S. 250.

...arbeiten bei Wasserkraftanlagen können die Messungen ...mmern bei beschränkten Mitteln und beschränkter Zeit ... wohl empfohlen werden.

...**röhrenmessungen.** Die älteste Messröhre wurde im Jahre 1732 von dem ...en Ingenieur Pitot in Form einer einfachen, an beiden Enden offenen, recht...ig gebogenen Glasröhre (vergl. Abb. 22) der Akademie der Wissenschaften zu ... vorgelegt. Die Geschwindigkeit v sollte nach Pitot sich aus der Höhe h direkt nach der Formel $v = \sqrt{2\,gh}$ ermitteln lassen. Eine genauere Ablesung war aber wegen der Schwankungen des Wassers in der Röhre nicht möglich. Es sind deshalb im Laufe der Zeit zahlreiche Verbesserungen vorgeschlagen, von denen nur diejenigen von Duchemin[97]) und von Reichenbach[98]) erwähnt sein mögen.

Abb. 23.
Pitot-Darcysche Röhre.



Die grösste Verbreitung fand die von Darcy[99]) vorgeschlagene Anordnung und der von dem genannten Ingenieur konstruierte Apparat ist unter der Bezeichnung Pitot-Darcysche Röhre (vergl. Abb. 23) in allen Ländern bekannt und viel gebraucht worden.

Zwei Glasröhren C und D stehen im oberen Ende durch eine metallene Fassung E in Verbindung. In dieser Fassung befindet sich ein luftdicht schliessender Hahn, an welchen sich ein Gummischlauch mit Mundstück anschliesst. Die beiden Glasröhren sind in einer eichenen Tafel AB eingelassen und am unteren Ende in ein kupfernes Stück F eingekittet. Von F abwärts setzen sich die Glasröhren als kupferne Röhren fort und es endigt C in einer Öffnung mit lotrechtem Querschnitt, welche bei der Messung gegen die Stromrichtung gekehrt wird. Das Ende der kupfernen Röhre D ist nach unten umgebogen. Durch einen mit Drahtzug versehenen Hahn bei F können beide Röhren C und D geöffnet und geschlossen werden. Ein Steuer H soll die Einstellung des Apparates in der Stromrichtung erleichtern. Bei der Messung wird das Rohrende C in diejenige Wasserschicht gebracht, deren Geschwindigkeit man messen will. Der ganze Apparat, dessen Höhe etwa 1,25—1,50 m beträgt, kann an einem Eisenhohlstab auf- und abbewegt und durch Stellschrauben an bestimmten Stellen fest gemacht werden. Da die Wassergeschwindigkeit auf die Wassersäule in C direkt einwirkt, und zwar natürlich um so mehr, je grösser die Geschwindigkeit ist, so muss der Wasserspiegel in den beiden Rohren C und D verschieden sein. Aus dieser Höhendifferenz h berechnet sich die Geschwindigkeit $v = \mu \,.\, \sqrt{h}$.

Am besten misst man mit der Pitot-Darcyschen Röhre von festen Brücken aus, aber man kann auch recht gut von einem Kahn aus die Messung vornehmen. Haben die Wasserspiegel sich in den beiden Röhren einigermassen konstant eingestellt, so saugt man die Luft bei m so weit an, bis der Wasserstand in beiden Röhren zu einer für die Ablesung passenden Höhe emporgestiegen ist und schliesst dann den Hahn bei E

---

97) Duchemin, Recherches expérimentales sur les lois de la résistance de fluides. 1842. Deutsch von Schnuse. Braunschweig 1844.

98) C. M. v. Bauernfeind, Die Elemente der Vermessungskunde. 5. Aufl. München 1876. 1. Bd. S. 449.

99) Darcy, Note relative à quelques modifications à introduire dans la tube de Pitot. Ann. des ponts et chaussées. 1858. I. S. 351.

und, sobald eine gewisse Beharrung eingetreten ist, auch den Hahn bei F luftdicht ab. — Ist die Wassertiefe so gross, dass der ganze Apparat untertaucht, so bläst man in das Mundstück m Luft hinein und schliesst dann die beiden Hähne. Zur Ablesung ist im letzteren Falle das Herausnehmen des Apparates aus dem Wasser notwendig.

Der Beiwert μ in der obigen Formel muss für jedes Instrument besonders bestimmt und von Zeit zu Zeit kontrolliert werden, indem man im stehenden Wasser das Instrument mit verschiedenen bekannten Geschwindigkeiten bewegt, h abliest und μ daraus ermittelt.

Der Nachteil der Darcy schen Röhre ist, dass man schwer genaue Ablesungen machen kann, weil der Wasserspiegel in den Röhren fortwährend schwankt. Diese Erscheinung hat ihre Ursache zum Teil in dem Umstande, dass meistens in dem Wasser viel Luft enthalten ist, was die Wassersäule elastisch macht und ferner besonders darin, dass, wie zuerst 1847 von Baumgarten gefunden und später von Harlacher nachgewiesen wurde, sich das Wasser nicht völlig gleichmässig bewegt, sondern pulsiert. Diese Pulsationen sind in der Sohle am stärksten und nehmen nach der Oberfläche zu ab. — Dennoch wird die Pitot-Darcysche Röhre viel verwandt, besonders bei Messungen in wenig tiefem Wasser und gerade zur Feststellung der Geschwindigkeit an der Sohle und den Böschungen, weil man mit den Messflügeln der Sohle nicht so nahe kommen kann, als mit der Röhre. Die Darcysche Röhre hat noch verschiedene Vervollkommnungen erfahren. welche zu beschreiben hier aber zu weit führen würde[100]).

c) **Flügelmessungen.** Das vollkommenste Messinstrument ist bis heute der Messflügel, meistens nach seinem Erfinder Woltmanscher Flügel genannt[101]). Das erste Instrument, welches Woltman verwandte, und dessen Kenntnis hier vorausgesetzt werden mag, hat bis heute eine sehr grosse Reihe von Veränderungen und Verbesserungen erfahren. Der hydrometrische Messflügel wird heute, je nach dem besonderen Zwecke, in den verschiedensten Grössen und in der verschiedensten Ausrüstung geliefert. Von den mechanischen Verbesserungen sind besonders hervorzuheben: Jeder neuere Flügel wird mit einem Steuer versehen, um ein Gegengewicht gegen das Flügelgewicht zu bieten und so ein Festklemmen beim Aufziehen und Herablassen des Flügels an der Führungsstange zu verhindern. Das Steuer bewirkt auch ferner, dass der Flügel sich mit den Schaufeln nach vorne in der Stromrichtung einstellt.

Das Führungsseil beim Bewegen des Flügels an der Stange wird neuerdings vielfach in das Innere der Führungsstange gelegt, damit dasselbe nicht durch die Strömung in Vibration versetzt wird und den Flügel beeinflusst.

Die Führungsstange wird unten mit einer Scheibe versehen, damit sie auf der Sohle fest aufruht und nicht zu tief einsinkt und es wird auch wohl die Hülse, mit welcher der Flügel die Führungsstange umfasst, mit einer Scheibe versehen, welche verhindert, dass der Flügel der Sohle zu nahe kommt und Schaden leidet.

Die Achse des Flügels wird mit Stahlspitzen in Achatlagern geführt, um die Empfindlichkeit des Instrumentes zu steigern.

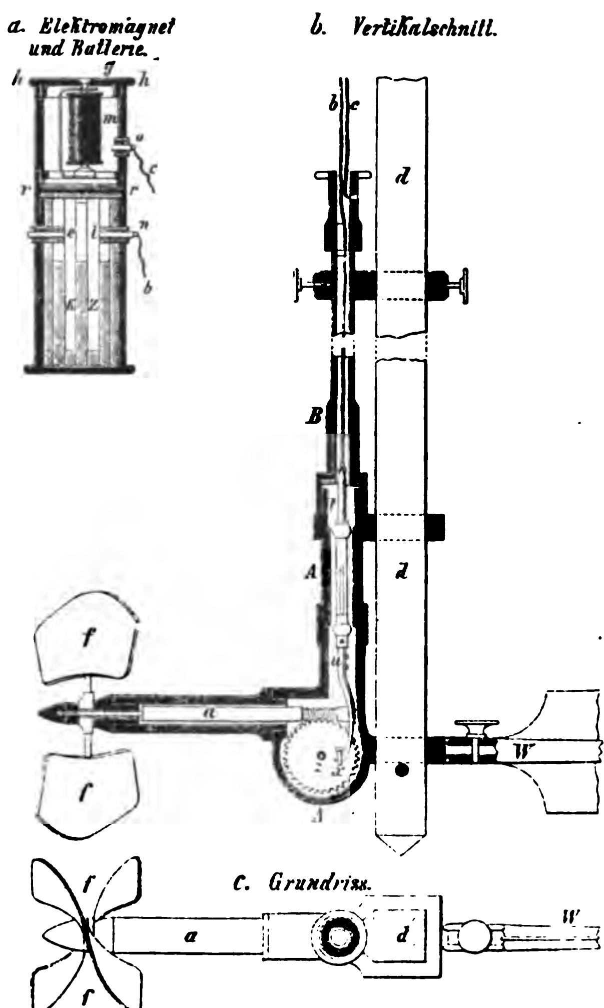
Die Form der Flügel wird so gewählt, dass sich treibende Pflanzen nicht leicht an den Flügelschaufeln festsetzen können. Anstatt die Flügelschaufeln aus Bronze zu machen, werden sie zum Teil heute aus Aluminium hergestellt. Allerdings sind die An-

---

100) Ann. des ponts et chaussées. 1885. II. S. 697—724 und Deutsche Bauz. 1887. S. 249—251.
101) Woltman, Theorie und Gebrauch des hydrometrischen Flügels. Hamburg 1790.

sichten über den Wert dieser Anordnung sehr verschieden. Schmidt[102]) fand, dass der mittlere Fehler eines Flügels mit Aluminiumschaufeln grösser war, als bei Bronze-Schaufeln.

Abb. 24. Elektrischer Flügel von Amsler-Laffon.



Die wichtigste Verbesserung an dem Woltmanschen Flügel war aber die, dass man das Instrument mit einem elektrischen Zähl- oder Signal-Apparat versah, so dass es nicht mehr nötig war, den Flügel behufs Ablesung aus dem Wasser herauszunehmen. Farrand-Hay, welcher 1867 und 1868 mit zahlreichen hydrometrischen Arbeiten an den Great Lakes (Nordamerika) beschäftigt war, hat zuerst einen Flügel mit elektrischer Zählvorrichtung verwandt. In Europa baute Amsler-Laffon in Schaffhausen den ersten elektrischen Flügel (vergl. Abb. 24).

Ein kleiner, im Durchmesser etwa 12 cm grosser schraubenförmiger Flügel f treibt ein Zahnrad z derart, dass das letztere bei 100 Flügelumläufen eine einzige Umdrehung macht. Bei jeder solchen Umdrehung berührt eine Nase x eine Kontaktfeder u und schliesst einen galvanischen Strom. Die Feder u ist in ihrer Verlängerung t mit dem einen Stromleiter verbunden, welcher zu der Batterie führt. Der andere Leiter c ist an die Hülse B angeschlossen, in welcher der eine Leitungsdraht isoliert untergebracht ist und welche gleichzeitig dazu dient, das Instrument an einer viereckigen Holzstange d zu führen. Indem bei dem Kontakt bei x der Strom die Magnetspule durchläuft, wird eine Feder angezogen und bringt in dem Deckel g des Elektromagneten eine rote Scheibe zur Erscheinung oder lässt ein Glockensignal ertönen.

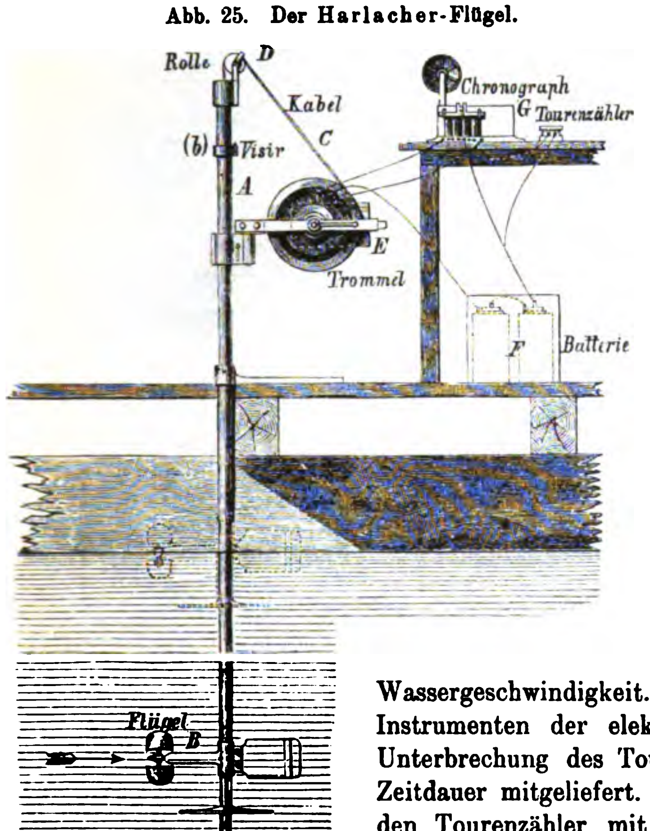
Dieser erste europäische Apparat wurde Anfang der 70er Jahre gebaut[103]). Seit der Zeit sind noch viele und wesentliche Verbesserungen an dem Messflügel vorgenommen. U. a. hat Harlacher einen Messflügel konstruiert — vergl. Abb. 25 — dessen Führungshülse entweder durch einen Arm in einen Schlitz der Führungsstange greift oder durch einen an der stromabwärts gekehrten Seite der Stange befindlichen Wulst und entsprechender Nute geführt wird. Der Flügel kann durch eine Windetrommel E mittelst des Kabels C leicht auf- und abbewegt werden. An der Windetrommel be-

[102]) Schmidt, Die Gleichung des Woltmanschen Flügels. Zeitschr. des Vereins Deutscher Ingenieure. 1895. S. 923.

[103]) Rühlmann, Über Amsler-Laffon-Woltmanschen Flügel mit elektrischem Zählapparat. Mitt. des Gewerbe-Vereins für Hannover. 1878. S. 12.

findet sich eine Scheibe mit Skala und Zeiger, an welcher man die Stellung des Flügels jederzeit **ablesen kann**. Die Flügelwelle trägt eine mit einem radiden Metallstreifen versehene Elfenbeinscheibe auf welcher eine Metallfeder schleift, während eine zweite Feder, isoliert von der ersten, auf der Flügelwelle schleift. Beide Federn liegen in einem Stromkreise, der jedesmal geschlossen wird, wenn die Feder auf der Elfenbeinscheibe den Metallstreifen berührt. Durch den Stromschluss wird ein Hippscher Tourenzähler so bewegt, dass ein Zeiger bei jeder Flügelumdrehung um eine Ziffer weiter springt. Wenn man die Beobachtungszeit durch ein Chronoskop misst und den Tourenzähler gleichzeitig mit dem Chronoskop ein- und abstellt, so hat man durch die Division der Touren durch die Sekunden-Zahl direkt die mittlere Tourenzahl pro Zeiteinheit und daraus die mittlere Wassergeschwindigkeit. Es werden auch Uhren zu den Instrumenten der elektrischen Leitung mit selbsttätiger Unterbrechung des Tourenzählers nach einer bestimmten Zeitdauer mitgeliefert. Wenn man die Uhr und gleichzeitig den Tourenzähler mit der Hand einrückt, so wird im übrigen die Messung ganz automatisch vollzogen. Bei grösseren Messungen und für solche von längerer Dauer werden auch oft noch sogen. Chronographen verwandt, welche auf einem Papierstreifen die Zahl der Umdrehungen markieren und auf demselben Streifen daneben mit Hilfe eines in besonderem Stromkreise liegenden Uhrwerkes die Sekunden aufzeichnen.

Abb. 25. Der Harlacher-Flügel.



Ganz neuerdings wird beim hydrographischen Zentralbureau in Wien statt des Tourenanzeigers der Indikator von Lauda[104]) verwandt, bei welchem die Wassergeschwindigkeit direkt auf dem Zifferblatt abzulesen ist.

Anstatt des an der Führungsstange auf und ab beweglichen Flügels, wird von A. Ott in Kempten nach dem Vorschlage von Epper ein Flügelmesser mit beweglicher Stange und festem Flügel geliefert[105]), vergl. Abb. 26, 27, 28, 29. Die Einrichtung soll sich mit 8,0 m langer, vollständig tief gesenkter Stange bei 5,0 m Wassertiefe und 2,5 m/sek. Geschwindigkeit gut bewährt haben.

---

104) Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst. 1902. Heft 18.

105) Beschreibung des Instrumentes nach A. Ott, Kempten. Der in Abb. 26—29 abgebildete und nachstehend beschriebene hydrometrische Flügel gehört zu den Instrumenten grösserer Gattung. Er

Die Messung mit Flügeln kann von Brücken aus erfolgen oder von gekoppelten Kähnen, zwischen denen der Flügel und zwar möglichst weit nach vorn, aufgestellt wird.

passt auf eine freihängende, spitz eiförmige Stange von nahtlosem Stahlrohr von 54 × 27 × 3 mm Querschnitt und besitzt eine zweiteilige, schrägkantige Schaufel von 25 cm Steigung und 16 cm Durchmesser.

Abb. 26. Hydrometrischer Flügel, 1/15 nat. Grösse mit neuartigen Kontaktanordnungen und Halter nach Epper von A. Ott, Kempten.

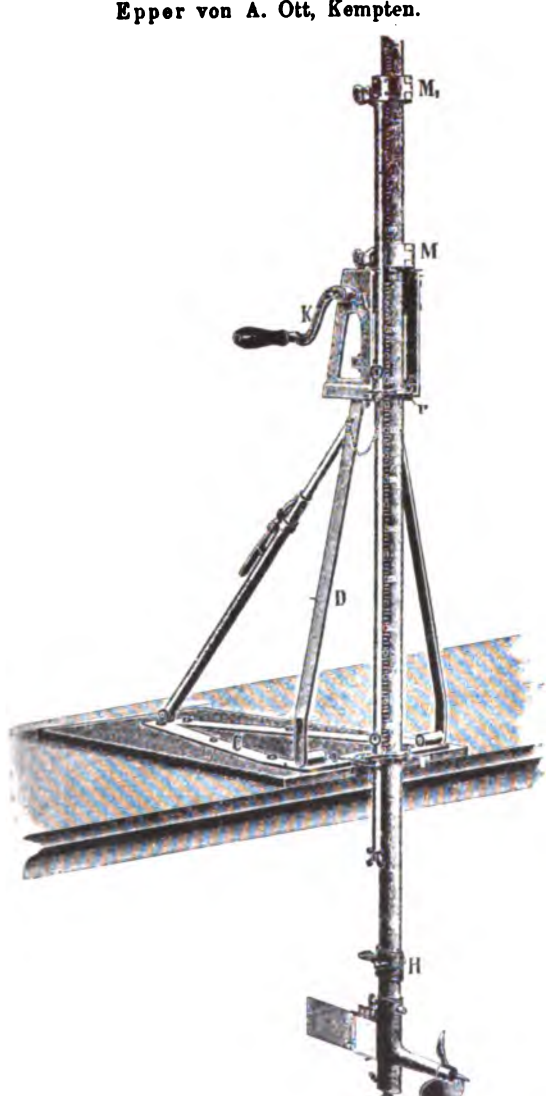


Abb. 28. Vorrichtung zum Anzeigen des Rückwärtslaufens oder Schaukelns der Schaufel.

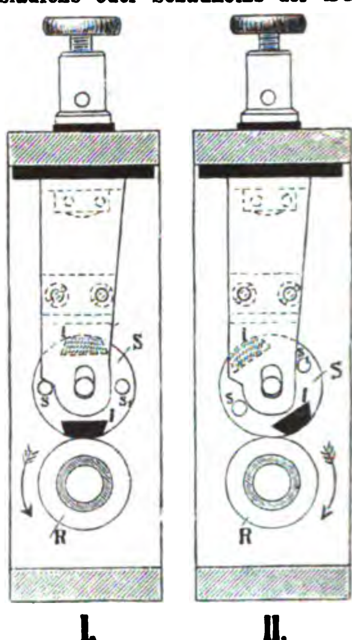
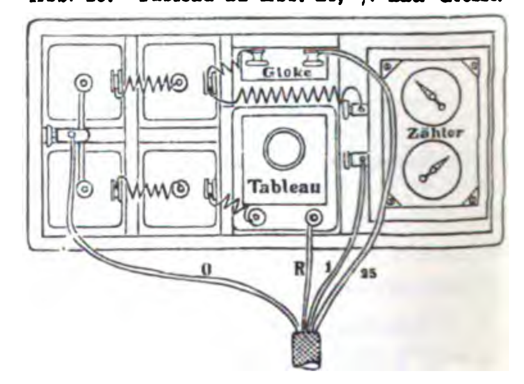


Abb. 29. Tableau zu Abb. 26, 1/7 nat. Grösse.



Der Flügelkörper besteht in äusserst solider Weise aus einem einzigen Rotguss-Stück und ist auf der Stange nicht verschiebbar. Hierdurch wird es ermöglicht, die sogen. Kontaktkammer auf die hintere Seite der Stange zu verlegen und den der Strömung zugekehrten Teil des Flügels vollständig glatt zu halten. In Verbindung mit der schrägkantigen Schaufel wird auf diese Weise das so lästige Anhängen von kleinem Treibzeug an das Instrument auf das erreichbar geringste Mass beschränkt.

Die Kontaktanordnung (durch 2 in der Abbildung weggelassene Klappdeckel geschützt) ist so eingerichtet, dass sowohl mit Glockensignalen nach einer grösseren Tourenzahl, als auch mit Einzel-

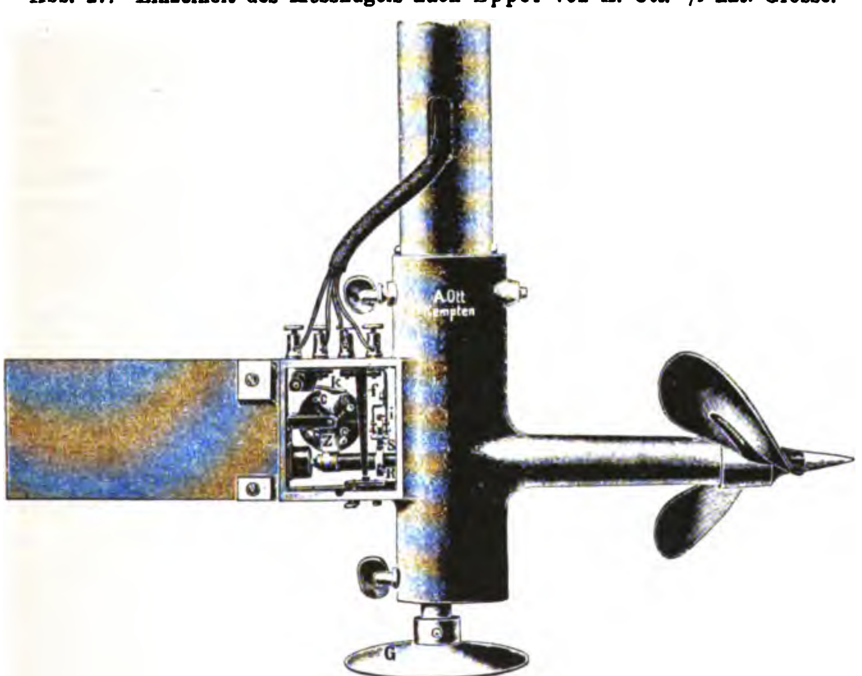
Am einfachsten ist es auch bei Flügelmessungen zur Auffindung der Lotrechten im offenen Fluss einen Peildraht zu spannen, an welchem die Lotrechten markiert sind

---

umdrehungen beobachtet werden kann. Ausserdem ist ein Kontakt für Anzeige der etwa rückwärts laufenden oder schaukelnden Schaufel, wie sich dies bei Turbinenmessungen häufig gibt, vorhanden.

Das grosse Zahnrad Z für Glockensignale hat 100 Zähne und trägt 4 Kontaktstifte c, deren eine Hälfte aus isolierendem Material (Elfenbein) besteht. Die Kontaktstifte lassen sich von hinten leicht drehen und werden durch eine, in der Figur nicht sichtbare Plattenfeder in ihrer Stellung festgehalten. Sind alle Stifte so gedreht, dass der Kontakthebel k über sämtliche leitende Umfangshälften gleitet, so gibt die mit dem Flügel verbundene Glocke nach je 25 Umdrehungen der Achse ein Signal. Dreht man bei 2 gegenüberliegenden Stiften die isolierte Seite nach aussen, so klingelt es nach je 50 Umdrehungen und kehrt man schliesslich 8 Isolierungen nach aussen, so erfolgt nach 100 Touren ein Signal. Man hat es mithin in der Hand, die Zeiten zwischen 2 Signalen den jeweils herrschenden Wasser-

Abb. 27. Einzelheit des Messflügels nach Epper von A. Ott. 1/4 nat. Grösse.



geschwindigkeiten und der beabsichtigten Beobachtungsdauer anzupassen. Dadurch werden bei geringen Geschwindigkeiten zu lange Zeiten, bei grossen zu rasches Aufeinanderfolgen der Signale vermieden. Es wird ausserdem der oft befolgte Modus entbehrlich, für grössere Geschwindigkeiten eine Schaufel von grösserer Ganghöhe zu benützen.

Eine auf der Achse sitzende Nase berührt bei jeder Umdrehung eine Feder f und schliesst so den Stromkreis, der den Tourenzähler betätigt.

Das Anzeigen des Rückwärtslaufens oder Schaukelns der Schaufel wird durch die beiden runden Scheiben S u. R bewirkt (Abb. 27 und 28).

R sitzt auf der Achse fest, S ist lose und drehbar in einem Bügel gelagert, liegt mit ihrem Eigengewicht am Umfang von R auf und enthält an 2 gegenüberliegenden Stellen Elfenbeineinlagen J. Die beiden Stifte s u. s_1 begrenzen die Drehung der Scheibe S derart, dass bei Vorwärtslauf der Achse die Isolierung i auf R schleift (Stellung I), während bei Rücklauf der leitende Teil von S auf R zu stehen kommt (II). In letzterer Stellung wird ein Stromkreis geschlossen, der auf ein optisches Signal wirkt, das in einem kleinen Tableau (Abb. 29), ähnlich denjenigen von Haus- oder Bahntelegraphen, besteht. Läuft der Flügel normal, so zeigt sich im Ausschnitt des Kästchens ein schwarzes Feld; bei Rücklauf erscheint ein rotes.

und sich wenn möglich, auch an diesem Draht bei den einzelnen Lotrechten mit dem gekoppelten Kähnen einzustellen. Findet aber auf dem Flusse Schiffahrt statt, ein Fall

---

Es ist nicht beabsichtigt, die rückläufigen Touren zu zählen, was sich ohne Schwierigkeiten machen liesse, sondern sie lediglich zu konstatieren. Wollte man sie zählen und rechnerisch verwerten, so müsste der Flügel auch für Rücklauf tariert sein.

Bei der nur geringen Drehung, die S ausführen kann, lässt sich auch jede hin- und herschwingende Bewegung der Schaufel erkennen, solange sie wenigstens 1/10 Umdrehung beträgt.

Die elektrischen Verbindungen des Flügels mit den Zähl- und Signal-Apparaten gestalten sich sehr einfach (s. Abb. 27 u. 29).

Die isolierten Klemmen 25-1-R entsprechen den Verbindungen von Glocke (Signal nach 25, 50 oder 100 Umdrehungen), Tourenzähler (Einzelumdrehungen) und Tableau für Rücklauf.

Die Klemme 0 ist vom Flügelkörper nicht isoliert und dient für die gemeinsame Rückleitung obiger Verbindungen. Als Leitung dient ein Kabel mit 4 isolierten, an ihren Enden gezeichneten Drähten, das im Innern der Stange entlang und durch eine seitliche Öffnung in dieser dem Flügel zugeführt wird. Auf diese Weise werden alle Störungen, die durch lose, ausserhalb der Stange zum Instrument führende Drähte so gerne entstehen, vermieden.

Der Flügel ist schliesslich noch mit einem abnehmbaren sogen. Grundtaster versehen, der mit der elektrischen Glocke in Verbindung gebracht, diese zum Ertönen bringt, sobald das Instrument am Grund aufstösst. Hierdurch ist eine vollständig zuverlässige Feststellung der jeweiligen Wassertiefe ermöglicht.

Die zum Flügel gehörige Stange von eiförmigem Querschnitt kann bis 6 m Länge in einem Rohrstück geliefert werden. Grössere Längen werden aus zwei Röhren zusammengesetzt. Der Verbindungsbolzen ist dann durchbohrt, um dem Leitungskabel Durchgang zu gestatten. Die Stange ist in cm geteilt, von dcm zu dcm mit tiefgravierter, deutlicher Bezifferung versehen und ausserdem von 5 zu 5 cm gebohrt. Für Verschiebung und Feststellung der Stange in den erwünschten Tauchtiefen für den Flügel dient ein besonderer, auf einem kräftigen Brett montierter Halter, dessen Einrichtung aus Abb. 26 deutlich ersichtlich ist.

Auf dem Rahmen C ist umlegbar und mittelst Dosenlibelle einstellbar der Ständer D befestigt, auf dessen Kopfplatte sich der Aufsatz A einschieben und durch einen Stift befestigen lässt. R, D und A besitzen an ihren übereinanderliegenden Vorderkanten Vertiefungen, in die sich die Flügelstange legt. Diese Vertiefungen und die ebenfalls dem Querschnitt der Stange entsprechend geformten Riegel r, r geben dieser die nötige Führung. Auf die Stange festklemmbar sind zwei kräftige, mit Scharnieren versehene und mit starkem Kernleder gefütterte Muffen M u. M_1, von denen jede, wenn richtig angezogen, die hängende Stange zu tragen vermag. M_1 trägt ausserdem ein dem grossen Rohr parallel laufendes Stahlrohr von 20 mm Durchmesser und ca. 2¼ m Länge, das gleichfalls in entsprechenden Ausschnitten von C, D u. A gleitet. Am unteren Ende dieses Rohres ist eine Öse einschraubbar, in der ein 4 mm starkes Drahtseilchen befestigt ist, das hinter der Stange entlang (in der Abbildung nicht sichtbar) zu einer von der Kurbel K angetriebenen, mit Sperr-Rad versehenen Welle führt. Es kann also das dünne Rohr mittelst der Kurbel gehoben und gesenkt werden und mit ihm, wenn M_1 fest gezogen ist, das grosse mit dem Flügel. Über dem Flügel ist noch eine Hülse H auf die Stange gesteckt, die seitlich 2 Ösen für dünne Seile trägt, mittelst welcher die tiefgesenkte Stange von zwei Messgehilfen mit Leichtigkeit von seitlichen Ausbiegungen gewahrt werden kann.

Die Handhabung der ganzen Einrichtung ist ungefähr folgende:

Nachdem das Leitungskabel durch die Stangen gezogen und diese zusammengesetzt sind, werden Seilhülse und Flügel aufgesteckt und befestigt, die Stange in den zurecht gestellten Halter gebracht, durch einen Sicherungsstift am Tiefgleiten gehindert und die Riegel geschlossen. Nun wird Muffe M über die Stange gelegt und festgeklemmt; alsdann das Drahtseil am unteren Ende der kleinen Stange befestigt, diese (bei geöffneten Riegeln) in ihre Führung, M_1 um die grosse Stange gelegt und beides versichert. Ist das Ganze in die vorher bezeichnete Messtelle gerückt, das Halterbrett noch etwas beschwert und sind die nötigen Verbindungen mit der Batterie hergestellt worden, so kann die Messung beginnen. M u. M_1 werden gerade soviel gelöst, dass das Gestänge durch sein Gewicht sinken kann, nachdem der oben erwähnte Sicherungsstift gezogen worden ist, M sitzt nun oben auf A, M_1 auf M auf. Die Stange gleitet langsam weiter, bis sie am Grund aufstösst, was sich durch Ertönen der Glocke kund gibt. M_1 wird nun festgeklemmt und die Stange mittelst Kurbel eben soviel gehoben, bis die Glocke verstummt (ca. 0,5 cm). Der Flügel befindet sich nun im ersten Messpunkt, dessen Lage an der Stangenleitung abgelesen wird.

der für Wasserkraft-Anlagen selten in Frage kommt, so muss man an einem oder beiden Ufern feste Fluchtpunkte aufstellen, nach denen sich der die Messung ausführende Ingenieur auf dem Messfahrzeuge in der Profillinie einfluchten kann[106]).

Man misst in jeder Lotrechten die Geschwindigkeit an der Oberfläche derart, dass die Achse des Flügels ca. 0,15 m unter der Oberfläche liegt und an der Sohle so, dass sich die Flügelachse ca. 0,15 m über der Sohle befindet. Die Einteilung der zwischen diesen beiden Lagen befindlichen Wassertiefe t wird auf Grund der Profilpeilung für jede Lotrechte vorher bestimmt und zwar möglichst so, dass man von der Sohle beginnend, eine weitere Ablesung im Abstand von 0,30, 0,60, 1,00, 1,50, 2,00, 3,00 m usw. macht. Jede Messung in einer Lotrechten muss mindestens zweimal gemacht werden, weil sonst Fehler zu leicht übersehen werden können. Man misst deshalb in der Regel einmal abwärts und einmal aufwärts. In jeder Höhenlage wird die Umdrehungszahl des Flügels während ca. 2—3 Minuten gezählt. Als Kontrolle wird man meistens, bevor man die Lotrechte verlässt, noch die mittlere Geschwindigkeit direkt messen und zwar in der hierfür massgebend erachteten Höhe über der Sohle (0,368 t). Da auch bei Doppelmessungen noch erhebliche Fehler vorkommen können, ist es sehr zu empfehlen, am folgenden Tage zwei weitere Kontrollmessungen vorzunehmen. Es ist natürlich sehr zeitraubend und auch sehr kostspielig, diese Einzelmessung in jeder Lotrechten durchzuführen. Ausserdem ist die Wahrscheinlichkeit bei lange dauernden Messungen grösser, dass sich die Wasserstands- und Gefällsverhältnisse während der Messung ändern und dadurch die Verwertung der gewonnenen Resultate sehr erschweren. Es wird deshalb nicht selten anstatt der Einzelmessung die sogenannte mechanische Integration vorgenommen, indem man den Flügel vom Wasserspiegel bis zur Sohle ganz gleichmässig hinabgleiten lässt und alsdann zur Kontrolle den Flügel mit derselben Geschwindigkeit wieder hebt. Hierbei wird erwartet, dass die mittlere Tourenzahl des Messers in der Zeiteinheit, der mittleren Geschwindigkeit in der Lotrechten entspricht. Die für solche Messungen bestimmten Flügel (Integrier-Instrumente) sind mit besonderen Aufzugsvorrichtungen — vergl. Abb. 30 — versehen, welche die Gleichmässigkeit der Senkung und Hebung gewährleisten. Amsler-Laffon bauen z. B. einen solchen Flügel nach dem System Eger bei welchem die an einer Seite aufgeschlitzte, hohle Führungsstange im Innern eine Schraubenspindel aus Messing mit flachem Gewinde trägt, in welches einige, an der Gleithülse des Flügels befestigte Zähne eingreifen. Durch jede volle Drehung der Schraubenspindel wird der Flügel um 1 cm gehoben oder gesenkt.

Ist diese Messung durchgeführt, so wird zum nächsten Punkt hochgezogen. Das Mass der Verschiebung, die mit einemmal bis 1,2 m betragen kann, wird an einer cm-Teilung der kleinen Stange abgelesen und an derjenigen der grossen kontrolliert. Ist die Messung im zweiten Punkt beendet, so wird M festgeklemmt, um die Stange am Tiefgleiten zu hindern, bis M_1 gelöst, niedergeschoben und zu neuem Hochzug befestigt ist. In dieser Weise wird die Vertikale durchmessen, bis im letzten Punkt die Flügelschaufel eben noch unter der Wasseroberfläche steht. Hierauf wird die ganze Einrichtung in die nächste Vertikale verschoben und das Verfahren in der gleichen Weise wiederholt.

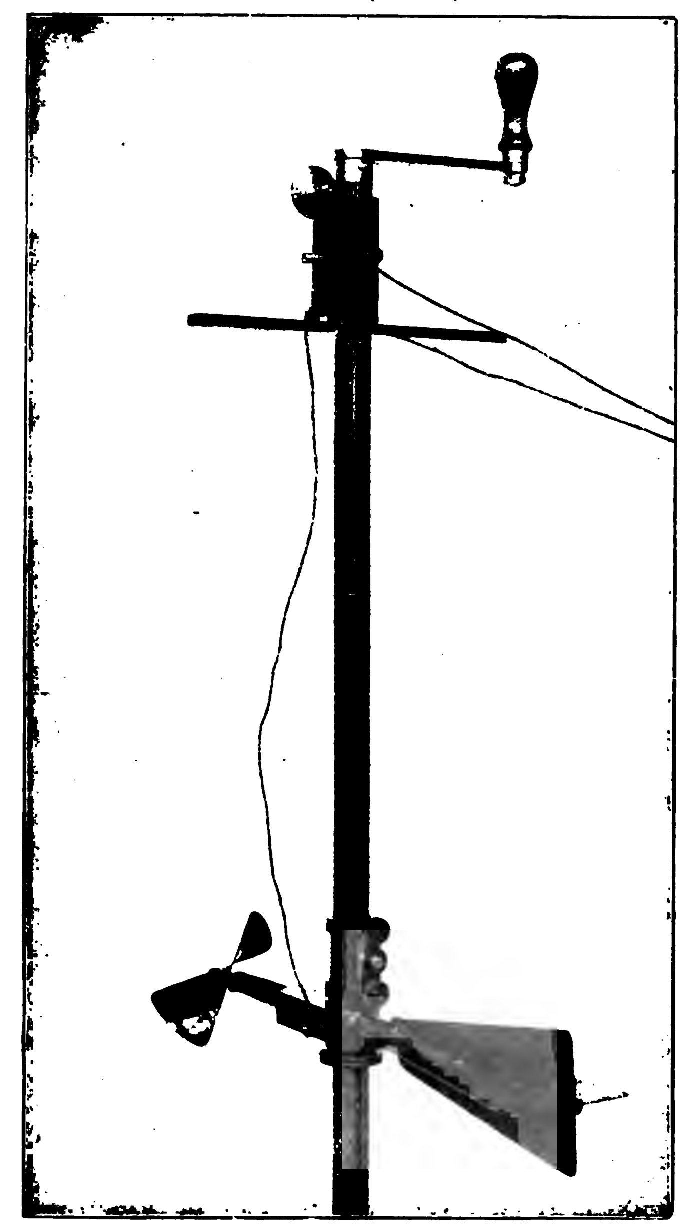
Selbstredend kann auch von der Oberfläche aus nach der Tiefe gemessen werden. In diesem Falle wird die Muffe M_1 mit dem kleinen Rohr je um die gewünschten Abstände lose hochgezogen, dann festgeklemmt und gesenkt, bis sie auf M aufsitzt. M bleibt während des jeweiligen Hochzuges von M_1 angezogen.

Durch Einstecken eines Sicherungsstiftes über den beiden Muffen vor dem Heben und Senken der Stange wird jedes zufällige Tiefgleiten derselben verhindert. Vergl. auch Schweiz. Bauz. 1906. Heft 14 und 15.

[106]) R. Jasmund, Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. Teil. Der Wasserbau. 4. Aufl. I. Bd. S. 444 ff.

Über den Genauigkeitswert der mechanischen Integration schwanken die Ansichten noch. Harlacher hat sie empfohlen. R. Jasmund[107]) ist der Meinung, dass die Ergebnisse derselben meistens zu gross werden.

Abb. 30. Integrierflügel, System Eger von J. Amsler-Laffon & Sohn, Schaffhausen (Schweiz).



Es ergibt sich aus der Natur des Flügels, dass jedes Instrument besonders tariert werden muss und dass für jedes Instrument besondere Formeln aufzustellen sind, nach denen man aus der Umdrehungszahl die Wassergeschwindigkeit berechnet. Von den Lieferanten wird jedes Instrument tariert und die Formel nebst den Zahlwerten mitgeliefert. Nach längerem Gebrauch oder nach einer Beschädigung und Reparatur muss das Instrument von neuem tariert werden.

Die Formel für die Beziehung zwischen Wassergeschwindigkeit und Umdrehungszahl wird verschieden angegeben.

Harlacher[108]) rechnete meistens mit der Formel $v = a + bn$, worin n die Umdrehungszahl und a und b bestimmte Zahlenwerte bedeuten. — Lahmeyer[109]) legte von vornherein die Formel $v = a + bn + cn^2$ zu Grunde. Die gleiche Grundform empfiehlt Rateau. Bornemann[110]), Weisbach[111]) und Baumgarten befürworten als Grundformel $v = bn + \sqrt{a^2 + ch^2}$.

107) Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. Teil. Der Wasserbau. 4. Aufl. I. Bd. S. 428.

108) Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau. Leipzig 1881. S. 24.

109) Lahmeyer, Erfahrungsresultate über die Bewegung des Wassers in Flussbetten und Kanälen. Braunschweig 1845. S. 53.

110) Bornemann, Hydrometrie. Freiberg 1849. S. 104.

111) Weisbach, Lehrbuch der Ing.- und Maschinen-Mechanik. I. Teil. 5. Aufl. Leipzig 1870. S. 1147.

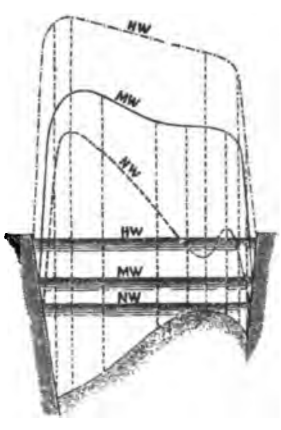
R. de la Brosse[112]) spricht sich für die lineare Gleichung nach Harlacher aus.

Neuerdings hat Epper durch Versuche der Prüfungsanstalt in Bern festgestellt, dass die Flügelkurven nur bei kleineren Wassergeschwindigkeiten von 0,50 m/sek. und weniger und bei Geschwindigkeiten von etwa 3,0 m/sek. und mehr, Unregelmässigkeiten zeigen und von der linearen Gleichung abweichen. Die Abweichung bei der kleinen Geschwindigkeit beruht wohl auf dem Einfluss der Trägheit der Massen und der Reibung in der Ruhe. Worauf die Abweichungen bei den grossen Geschwindigkeiten zurückzuführen sind, ist noch nicht vollkommen klargestellt.

Meistens trägt man die Tarierungsergebnisse graphisch derartig auf, dass man die bekannten Geschwindigkeiten als Ordinaten und die festgestellten Umdrehungen in der Sekunde als Abszissen aufträgt und zwischen den erzielten Punkten eine Mittellinie zieht, nach welchen man bei den Flügelmessungen im Flusse die Wassergeschwindigkeiten aus der Umdrehungszahl direkt ablesen kann. Die Tarierung der Flügelmesser erfolgt in stehendem oder wenig bewegtem Wasser, indem man das Instrument an geeigneten Vorrichtungen mit bekannter Geschwindigkeit durch das Wasser zieht und die Umdrehungszahl des Flügels in der Zeiteinheit feststellt. Steht das Wasser nicht ganz still, sondern fliesst ein wenig, so ist, wenn man das zu tarierende Instrument in der Stromrichtung bewegt, die Geschwindigkeit des Wassers von der Geschwindigkeit der Bewegung abzuziehen, umgekehrt zuzuzählen, wenn man den Messer gegen die Stromrichtung bewegt.

Ist der Wasserstand während der Messung in einem Messprofil derselbe geblieben, so ist die Errechnung der mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Lotrechten aus den Kurven der Vertikalgeschwindigkeiten verhältnismässig einfach und schnell durch Division der Fläche f der Vertikalgeschwindigkeitskurve mit der Wassertiefe t zu finden; $v_m = \frac{f}{t}$. Wenn man sich, wie bereits oben erwähnt, damit begnügt, die von einer Parabel oder logarithmischen Linie begrenzte Vertikalgeschwindigkeits-Fläche in Trapeze zu zerlegen, so ist es wohl zweckmässig, bei Flügelmessungen, die in Höhe von 15 cm unter dem Spiegel und in 15 cm über der Sohle gemessenen Geschwindigkeiten derart als mittlere anzusehen, dass man die Fläche in Höhe von 0,15 m vom Spiegel und in Höhe von 0,30 m von der Sohle aus als Rechtecke misst. Nach Berechnung aller mittleren Vertikalgeschwindigkeiten trägt man dieselben an der Wasserspiegellinie des Querprofils in den einzelnen Lotrechten nach oben auf und verbindet die Endpunkte durch eine Kurve, welche eine Ähnlichkeit mit der Gestalt der Sohle haben wird (vergl. Abb. 31).

Abb. 31. Kurven der mittl Vertikalgeschwindigkeiten.



Planimetriert man die Fläche, welche von der Kurve der mittleren Vertikalgeschwindigkeiten eingeschlossen wird, und dividiert sie durch die Spiegelbreite B des Messprofils, so erhält man die mittlere Profilgeschwindigkeit und kann nunmehr die sekl. Wassermenge aus $Q = F . v$ berechnen, worin F die Fläche des Flussprofils an der Messtelle, v die mittlere Geschwindigkeit in dem Messquerschnitt bedeuten.

---

[112]) De la Brosse, Études hydrologiques d'un bassin de montagne. Compte rendu des travaux du congrès de la Houille blanche. Grenoble 1902. Premier Volume S. 171.

Man kann aber auch die Entfernungen zwischen den einzelnen Lotrechten des Messquerschnittes, in denen Geschwindigkeitsmessungen ausgeführt wurden, halbieren, für jede Lotrechte die zwischen den beiden nächstgelegenen Halbierungslinien befindliche Teilfläche des Querschnitts berechnen und mit der mittleren Geschwindigkeit der betreffenden Lotrechten multiplizieren. Man erhält dann

$$Q = \Sigma [f_1 v_{m1} + f_2 v_{m2} + f_3 v_{m3} + \ldots]$$

und es ist die mittlere Geschwindigkeit im Messquerschnitt, welche man meistens als „mittlere Profilgeschwindigkeit" bezeichnet: $v = \frac{Q}{\Sigma (f)}$.

Die Berechnung der mittleren Vertikalgeschwindigkeiten stösst aber auf Schwierigkeiten, wenn der Wasserstand sich während der Messung erheblich ändert. In Gebirgsflüssen mit Speisung aus Gletschern und aus Schneemassen schwankt an sonnigen Tagen der Wasserstand innerhalb 24 Stunden nicht unerheblich, weil sich in der Nacht die Schmelze von Schnee und Eis und der sich daraus ergebende Wasserzufluss stark verringern. Wenn vor und während der Messung grössere Niederschläge gefallen sind, so kann gleichfalls während einer Messung in einem Messprofil der Wasserstand recht erheblich schwanken.

Um nun im Falle einer Messung bei schwankendem Wasserstande die sekl. Wassermenge des Messprofils bezogen auf einen gemittelten Wasserstand zu erhalten, kann man entweder aus den ständlichen Pegelablesungen den mittleren Wasserstand für die Zeit der Messung ermitteln und diesen in den Querschnitt der Messtelle eintragen, oder man bildet zunächst, wie für den Fall des unveränderten Wasserstandes beschrieben, die $\Sigma (f\, v_m)$, indem man für die Berechnung der Teilflächen f'_1, f'_2, f'_3 usw. den wirklichen Wasserstand in der betreffenden Lotrechten bei der Messung und ebenso die sich aus der Messung direkt ergebenden Werte für die mittleren Vertikalgeschwindigkeiten jeder Lotrechten zugrunde legt. Auf diese Weise erhält man zunächst einen Annäherungswert für die sekl. Wassermenge $Q_a = \Sigma (f'\, v'_m)$. Wenn man dann jedes einzelne Produkt $f'_1 . v'_m$; $f'_2 . v'_{m2}$ etc. mit seiner bei der Messung festgestellten, auf den Nullpunkt bezogenen Wasserstandshöhe, h'_1, h'_2, h'_3 usw. in m multipliziert und dann $\Sigma (f'\, v'_m\, h')$ mit Q_a dividiert, so erhält man die mittlere Wasserstandshöhe h für die Gesamtmessung.

$$h = \frac{\Sigma [h'_1 f'_1 v'_{m1} + h'_2 f'_2 v_{m2} + h'_3 f'_3 v'_{m3} + \ldots]}{Q_a}$$

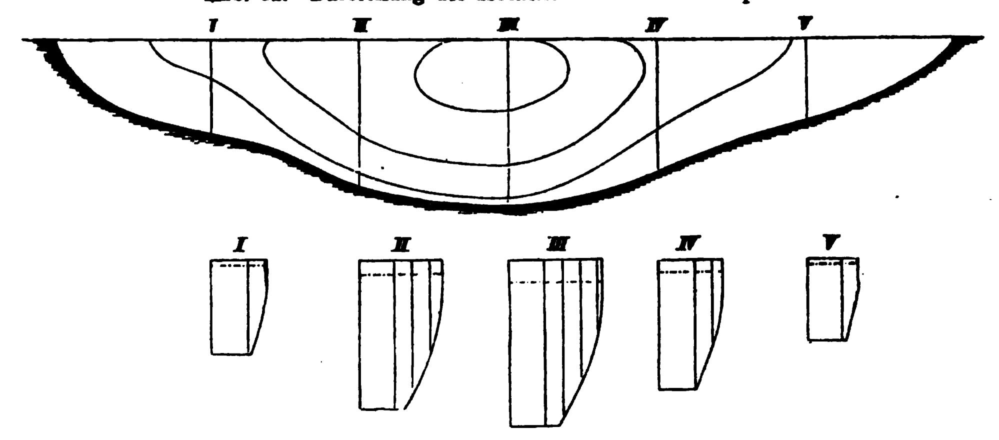
Die letztbeschriebene Ermittelung des mittleren Wasserstandes ist insofern genauer, als dem Wasserstande der einzelnen Lotrechten, das ihm zukommende Gewicht für die Berechnung der Gesamtwassermenge gegeben wird. Für die Feststellung der mittleren Profilgeschwindigkeit des Messquerschnittes hätte man nunmehr auf der mittleren, dem Werte von h entsprechenden Wasserspiegellinie nach oben in den einzelnen Lotrechten die mittleren Vertikalgeschwindigkeiten aufzutragen und daraus die Kurve der mittleren Vertikalgeschwindigkeiten zu konstruieren. Hier stellt sich nun aber noch die weitere Schwierigkeit heraus, dass die aus der Messung gefundenen mittleren Vertikalgeschwindigkeiten zunächst noch auf den mittleren Wasserspiegel der Messung reduziert werden müssen. Da sich die Vertikalgeschwindigkeitskurven in ein und derselben Lotrechten bei verschiedenen Wasserständen nach dem Ergebnis zahlreicher Messungen nicht ähnlich zu sein brauchen, ist eine genaue Reduktion der mittleren Vertikalgeschwindigkeit schwer durchführbar.

Bezeichnet (v'_m) die **gesuchte** mittlere Vertikalgeschwindigkeit beim umgerechneten Wasserstande, v'_m die **gemessene** mittlere Vertikalgeschwindigkeit, t' die **gemessene** Wassertiefe, (t') die **umgerechnete** Wassertiefe, so kann man nach **Harlacher** setzen:

$$\frac{(v'_m)}{v'_m} = \left[\frac{(t')}{t'}\right]^a \text{ oder } (v'_m) = v'_m \left[\frac{(t')}{t'}\right]^a$$

Der Beiwert a muss durch den Vergleich mit den mittleren Vertikalgeschwindigkeiten aus Messungen bei anderen Wasserständen in derselben Lotrechten hergeleitet werden. Da man für die Zwecke von Vorarbeiten eine ganze Anzahl Wassermessungen in ein und demselben Messquerschnitt zu machen hat, so ergibt sich das hierfür nötige Beobachtungsmaterial von selbst. Da man ferner in der Regel die an einem Tage vorgenommene Messung wenn irgend möglich am anderen Tage zur Kontrolle wiederholt, so wird man, sofern man den Verlauf der Wasserstandsschwankungen einigermassen im voraus übersehen kann, tunlichst die Reihenfolge der Messungen in den einzelnen Lotrechten der Zeit nach so vornehmen, dass man das gewünschte Vergleichsmaterial erhält.

Abb. 32. Darstellung der Isotacheen in einem Flussprofil.



Am besten ist es natürlich, wenn man zur Vermeidung derartiger, immerhin unsicherer Umrechnungen die Messungen und Kontrollmessungen bei ein und demselben Wasserstande durchführen kann.

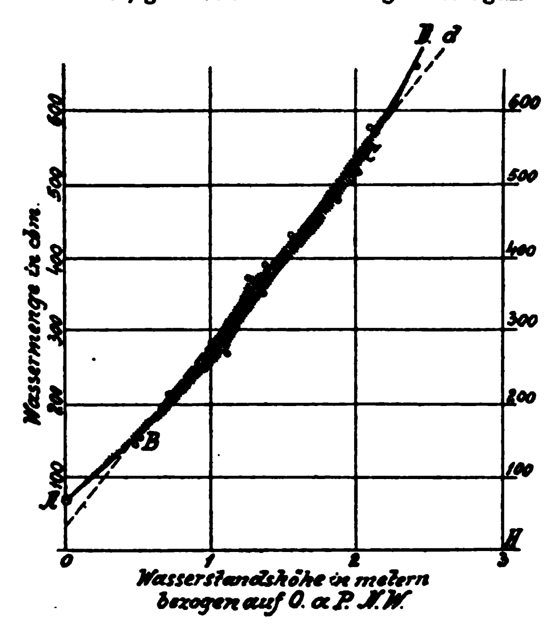
Die grosse Erschwerung in der Verwertung der Messresultate bei stärker schwankendem Wasserstande während der Messung haben dazu geführt, dass man in solchen Fällen Messmethoden bevorzugt, mit welchen sich die Messung eines ganzen Messquerschnittes in kürzerer Zeit durchführen lässt, als es bei Einzelmessungen mit dem Flügel möglich wäre. Besonders werden Messungen mit Schwimmern mit geringer Eintauchung zur Feststellung von v_x resp. v_o und die Reduktion dieses Wertes auf die mittlere Vertikalgeschwindigkeit v_m, sowie die direkte Messung von v_m durch Stabschwimmer und mit Integrierflügeln bevorzugt (vergl. S. 196, 197 und 207).

Erwähnt sei noch, dass man aus der Kurve der mittleren Vertikalgeschwindigkeiten vergl. Abb. 31) auch eine **Wassermengenkurve** graphisch darstellen kann. Aus der Kurve der mittleren Geschwindigkeiten lässt sich für jede Tiefe t die zugehörige mittlere Vertikalgeschwindigkeit v_m abgreifen. Werden die Produkte von t und v_m für die einzelnen vertikalen Teillinien des Messquerschnittes gebildet und nach unten von der mittleren Wasserspiegellinie in einem passenden, aber natürlich für alle Vertikalen gleichen Mass-

stabe aufgetragen, so ergibt die Verbindungslinie der Endpunkte die Wassermengenkurve, deren Flächeninhalt die Grösse der sekl. Wassermenge Q darstellt.

Zur anschaulichen Darstellung der Geschwindigkeiten in einem Querprofil verbindet man durch Kurven die Punkte gleicher Geschwindigkeit in den einzelnen Vertikalen. Auf diese Weise entstehen Bilder nach Abb. 32 und man bezeichnet die Kurven gleicher Geschwindigkeit als **Isotacheen**.

Abb. 33[113]. Abflussmengenkurve der Isère bei Grenoble, gezeichnet nach 16 Flügelmessungen.



Wir haben uns nun zu erinnern, dass der Zweck der Wassermessungen ist, eine Beziehung zwischen dem Wasserstande und den sekl. Wassermengen für den Messquerschnitt zu finden, damit man aus den Wasserstandsablesungen direkt die cbm/sek. nach einem graphischen Masstab oder nach einer Tabelle bestimmen kann. Das Einfachste ist die **graphische Darstellung einer Abflussmengenkurve**. Wenn man die Wasserstände als Abszissen und als Ordinaten die ermittelten cbm/sek. aufträgt und zwischen den so erhaltenen Punkten eine Mittellinie hindurchzeichnet (vergl. Abb. 33), so kann man mit Hilfe dieser Linie für jede beliebige Wasserstandshöhe h die entsprechenden cbm/sek. ablesen. Solche Abflussmengenkurven haben ihre konvexe Seite immer nach der Achse der Wasserstände zu, zeigen aber bei plötzlichem Profilwechsel an breiten Bermen und in Ausuferungshöhe s-förmige Knicke. Einige Autoren nehmen an, dass die Abflussmengenkurve einer Gleichung von folgender Form entspricht

$$Q = a + bh + ch^2$$ [114])

und entwickelten nach der Methode der kleinsten Quadrate unter Einsetzung aller für Q und h aus den Messungen gewonnenen Werte die Zahlenwerte für a, b und c.

In der Regel kann man aber für diejenigen Wasserstandshöhen, deren Wassermengen von besonderem Interesse sind, die Gleichung der Abflussmengenkurve als linear betrachten und setzen: $Q = a + b, h$ (vergl. die gestrichelte Linie d in Abb. 33).

Sowohl nach der quadratischen, als nach der linearen Gleichungsform sind für eine ganze Reihe von Messtellen, u. a. an deutschen und französischen Flüssen, die Zahlen-

[113]) R. de la Brosse. Étude hydrologique d'un bassin de montagne. Compte rendu des travaux du congrès de la Houille blanche. Premier volume S. 178. Grenoble 1902.

[114]) Statt der oben genannten Gleichungsform wird auch die Formel $Q = C . (h \pm z)^2$ angewendet, indem man annimmt, dass das Messprofil sich als Parabel mit lotrechter Achse darstellen lässt, deren Scheitel um z über oder unter dem Nullpunkt des Pegels liegt.

Oder die Form $Q = B . t^2$, indem angenommen wird, dass das Messprofil sich als Rechteck darstellen lässt. t bedeutet die Wassertiefe. Diese Form ist von Boussinesq in seiner „Théorie des eaux courrantes" und auch von Tolkmitt in seiner „Wasserbaukunst" empfohlen.

Oder die Form $Q = C (h \pm z)^n$, wenn nach Harlacher (Die hydrometrischen Arbeiten in der Elbe bei Tetschen. Prag 1883) die allgemeine parabolische Kurve nter Ordnung zugrunde gelegt wird.

Näheres über die theoretische Begründung dieser Formeln siehe R. Jasmund, Gewässerkunde, Handb. der Ingenieurw. 3. Teil. Wasserbau. 4. Aufl. Bd. I. S. 298.

werte von a und b beziehungsweise a, b und c ermittelt. So z. B. für die Isère bei Grenoble in den Formeln: $Q = 72 + 202{,}5\,h + 7{,}5\,h^2$ und $Q = 29 + 250\,h$; und für den Rhein bei Düsseldorf bei + 3,50 m am Pegel $Q = 301{,}8 + 120{,}18\,h + 41{,}698\,h^2$.

Man kann aber auch noch mit für unsere Zwecke ausreichender Genauigkeit nach der Grundformel $Q = F \cdot c \cdot \sqrt{RJ}$ für die verschiedenen Werte von h die Werte von Q ermitteln und tabellarisch zusammenstellen, so dass man mit Hilfe einer solchen Tabelle für jede Wasserstandsablesung sofort die sekl. Wassermenge erkennen kann. In der Formel bedeuten bekanntlich:

F den wasserberührten Querschnitt in qm,

c einen Beiwert,

R den hydraulischen Radius $= \frac{F}{p}$, wenn p den benetzten Umfang in m bedeutet und J das Gefälle auf einen Meter in m.

Es werden zunächst aus den Peilungen des Messquerschnittes die verschiedenen Werte von F und R für die verschiedenen Werte von h berechnet und man nimmt dann an, dass innerhalb gewisser Stufen von h die aus den Spiegelnivellements, und aus den Pegelablesungen bei den Wassermengenmessungen selbst gewonnenen Werte von J unveränderlich bleiben. Ebenso nimmt man an, dass die aus den Wassermengenmessungen ermittelten Zahlenwerte von c innerhalb derselben Stufen von h die gleichen bleiben.

Die graphische Methode führt aber bei weitem am schnellsten zum Ziel und liefert so sichere Resultate, dass man ihr fast immer den Vorzug gibt.

Über die Darstellung der täglichen sekl. Wassermengen eines Beobachtungsjahres ist bereits das Erforderliche S. 140 und 141 mitgeteilt. Man sucht in der Kurve der sekl. Wassermengen eines Jahres die horizontalen Linien der 355tägigen, der neunmonatlichen und der sechsmonatlichen Wassermenge auf, bestimmt dadurch ihre Zahlenwerte und übersieht dann zugleich, wenn es sich um Aufspeicherungsanlagen handelt, welchen Bedarf zur Auffüllung der niedrigen Wasserstände man hat und über welche Zuflussmengen man für die Aufspeicherung verfügen kann (verl. Kap. III, 1. B. Talsperren).

Es sei hier nur noch kurz wiederholt, dass aus den Kurven der täglichen sekl. Wassermengen die Dauerlinien herzuleiten und darzustellen sind.

Zum Schluss mag noch erwähnt sein, dass wiederholt versucht worden ist, die sekl. Wassermenge durch quantitative Analysen festzustellen. So schlugen die französischen Ingenieure Detienne und Leclerq vor, eine bestimmte Menge Kalk in Lösung dem Wasser zuzusetzen und alsdann an einer unteren Stelle, bis zu welcher man eine vollkommene Vermischung des Flusswassers mit der Lösung voraussetzen könne, Proben zu schöpfen und aus dem Grade der Verdünnung auf die Wassermenge zu schliessen. Praktisch brauchbare Resultate scheinen aber diese und ähnliche Methoden bis jetzt noch nicht gegeben zu haben.

6. Die künstliche Regelung der sekl. Wassermengen durch Seeregulierungen.

I. Vorarbeiten.

Wir haben in dem vorigen Abschnitt gesehen, dass die sekl. Mengen des M.W. d. h. diejenigen, welche das ganze Jahr hindurch im Durchschnitt fliessen müssten, um

die Jahresabflussmenge zu ergeben, in der Regel während zwei Drittel des Jahres nicht erreicht während ein Drittel des Jahres aber erheblich überschritten werden.

Die sekl. Mittelwassermenge schwankt etwa zwischen dem Zweifachen und dem 12 fachen der Niedrigwassermenge, während die sekl. Hochwassermengen, namentlich bei kleinen Vorflutgebieten, bis zu dem 2300 fachen der sekl. Niedrigwassermengen emporschnellen können. Bei allen Flüssen wechselt Wassermangel mit Wasserüberfluss ab. Es liegt deshalb auf der Hand, dass es wünschenswert ist, den Überfluss zur Beseitigung des Wassermangels zu verwenden. Je unregelmässiger sich dieser Wechsel durchschnittlich während eines Jahres abspielt, um so weniger ist die Wasserkraft wert und um so schwieriger wird der Betrieb. Die Schwankung zwischen der 355 tägigen, der neunmonatlichen und sechsmonatlichen sekl. Wassermenge ist daher, wie bereits mehrfach hervorgehoben wurde, ein wichtiger Masstab für die Beurteilung einer Wasserkraft. Die Interessen der Kraftgewinnung verlangen einen möglichst gleichmässigen Abflussvorgang.

Die Gleichmässigkeit des Abflusses wächst im allgemeinen mit der Grösse der bewaldeten und in landwirtschaftlicher Kultur befindlichen Flächen des Vorflutgebietes. Der mit Moos und Waldstreu bedeckte Boden der Wälder und die in Kultur befindlichen Flächen der Äcker wirken als grosse Schwämme, welche die Niederschläge festhalten und nur allmählich abgeben.

Die verheerenden Hochwasser, welche besonders um die Mitte des vorigen Jahrhunderts an den französischen Gebirgsflüssen oft zu beklagen waren, hatten jedenfalls z. T. ihre Ursache in der systemlosen Entwaldung ihrer Vorflutgebiete.

Es liegt ausserhalb des Bereiches der Aufgaben des Ingenieurs, auf diesem Gebiete aktiv mitzuwirken, auch handelt es sich um weit ausschauende Massregeln, welche nur im Laufe von Jahrzehnten Erfolg versprechen.

Die Gleichmässigkeit des Abflusses hängt ferner ab von der Art der Verteilung der Niederschläge auf die einzelnen Monate, sowie von der Neigung des Vorflutgebietes gegen den Flusslauf. Die beiden letztgenannten Umstände bedürfen nur der tatsächlichen Feststellung, entziehen sich aber naturgemäss jeder merkbaren Einwirkung durch menschliche Tätigkeit.

Die Gleichmässigkeit des Abflusses wächst aber ganz besonders mit der Grösse der im Vorflutgebiet vorhandenen Gletscher und Seen. Die Natur hat bisher dem Menschen nicht gestattet, auf das Wachsen und Abnehmen der Gletscher Einfluss zu gewinnen, dagegen kann der Ingenieur die ausgleichende Wirkung vorhandener Seen künstlich vergrössern und neue Sammelbecken schaffen.

Aus der Grösse der Oberfläche eines Sammelbeckens ergibt sich ohne weiteres, wieviel Wasser man in cbm bei einer gewissen Stauhöhe aufspeichern könnte und aus der Division dieser Wassermenge mit der Zeit in Sek. erkennt man überschläglich den Zuwachs, welchen man für die sekl. Niedrigwassermenge gewinnen kann. Liegt oberhalb einer Flusstrecke, welche für eine Wasserkraftanlage in Aussicht genommen ist, eine grössere Seefläche, so ist jedesmal die Frage, inwieweit die Abflussverhältnisse durch den See künstlich zu regeln sind, mit in den Bereich der Vorarbeiten zu ziehen.

Alle Fragen, welche künstliche Sammelbecken wie Talsperren und Stauweiher betreffen, werden in Kap. III, 1 B und C besonders behandelt und es kann hier darauf verwiesen werden. Beschäftigen soll uns hier vielmehr nur die Regelung der Abflussverhältnisse durch künstliche Anlagen an vorhandenen Seen.

Für den regulierenden Einfluss der Seen ist das grossartigste Beispiel der Welt der Niagarafluss, welcher bei M.W. etwa 11000 cbm/sek. führt[115]). Er wird gespeist aus dem Erie-, Huron-, Michigan- und Superior-See mit zusammen 231880 qkm Oberfläche, so dass etwa 47,4 l/sek. pro qkm Seefläche bei M.W. abfliessen. Das Vorflutgebiet der 4 Seen misst etwa das Vierfache der Seeoberfläche, so dass der Abfluss bei M.W. etwa 11,85 l/sek./qkm beträgt. Von dieser sekl. Wassermenge weichen die N.W.- und H.W.-Menge nur so wenig ab, dass die H.W.-Menge nur etwa das Zweifache der N.W.-Menge ausmacht. Aus dem Superiorsee mit 83630 qkm fliessen durch den St. Marystrom in den Huronsee bei N.W. 1400 cbm/sek. oder 16,7 l/sek. pro qkm Seeoberfläche, bei H.W. 3300 cbm/sek. oder rund 40 l/sek. pro qkm Seeoberfläche, so dass hier der Unterschied zwischen N.W. und H.W. auch nur das 2,4fache beträgt.

Während die Rhone bei H.W. im Jahre 1888 zeitweise 2200 cbm/sek. dem Genfer See mit 582,36 qkm Oberfläche zuführte, sind nie mehr als 700 cbm/sek. aus dem See bei Genf abgeflossen.

In den Lago Maggiore sollen beim höchsten beobachteten H.W. etwa 10000 cbm/sek. geflossen sein. Die grösste Abflussmenge soll aber nie mehr als 5000 cbm/sek. betragen haben.

Die sekl. Wassermenge der Aare bei Wangen wird durch den Thuner-, Brienzer- und Bieler-See so ausgeglichen, dass während der Jahre 1893—1898 als kleinste sekl. Wassermenge 75,0 cbm, als neunmonatliche 100 cbm, als höchste etwa 1464 cbm gemessen wurden, so dass die höchste Hochwassermenge noch nicht ganz das 20fache des niedrigsten Wassers betrug, eine für einen Gebirgsfluss niedrige Zahl.

Für eine Seekorrektion zu Zwecken von Kraftgewinnung sind im wesentlichen dieselben technischen Vorarbeiten nötig, wie für eine Wasserkraftanlage an fliessendem Wasser, nur dass sie noch umfangreicher werden.

Zunächst sind die Eigentumsverhältnisse des Sees und seiner Ufer festzustellen, damit man übersehen kann, ob eine Regulierung des Wasserspiegels nicht von vornherein auf unüberwindliche Schwierigkeiten stösst.

Die Grösse des Sees und seines Vorflutgebietes wird man meistens für die Vorarbeiten aus vorhandenen Karten mit ausreichender Genauigkeit ermitteln können. Seltener findet man schon genauere Peilungen der Seesohle. Die Höhe des Niedrigwassers an der Ausmündung des tiefst gelegenen Abflussgerinnes gibt meistens die Marke an, bis zu welcher man äusserstenfalls die Wassermenge des Sees ausnützen kann, und es hat deshalb in solchen Fällen für die Zwecke der Kraftgewinnung auch nur die genauere Peilung der Seesohle bis etwa zu dieser Marke ein spezielles Interesse, während für die Ermittelung der Seetiefen unterhalb dieser Marke man sich mit verhältnismässig wenig Peilstichen begnügen kann. Später wird allerdings noch von Fällen die Rede sein, wo die beste Lösung in der Vergrösserung des Stauraumes durch Senkung des N.W.-Spiegels gefunden wird.

Alle Seen erleiden in ihrer Sohle im Laufe der Jahre Veränderungen. Die hauptsächlichste Ursache dieser Veränderungen ist die Ablagerung des Geschiebes und der Sinkstoffe, welche die Zuflüsse mit sich führen. An der Einmündung grösserer geschiebeführender Zuflüsse wird man immer in der Seesohle haldenförmige Ablagerungen mit einer Rinne in der Verlängerung des Stromstriches des einmündenden Flusses feststellen

115) Professor Fritz, Zürich. Die 5 grossen Seen Kanadas. Petermanns Mitteilungen. Bd. 28. Jahrgang 1882. S. 57.

können und es gehört mit zu den Vorarbeiten, das Wachsen dieser Halden durch jährliche Peilungen festzustellen. In der Regel wird allerdings die jährliche Sohlenveränderung infolge von Geschiebe und Sinkstoff-Ablagerungen nicht so erheblich sein, dass sie bei den Zeitabschnitten, mit welchen bei Anlage von Wasserkräften gerechnet wird, eine Rolle spielt.

Eine weitere Ursache der Veränderung der Seesohle kann der Pflanzenwuchs an den Ufern sein. Aber auch aus dieser Ursache treten wesentliche Veränderungen nur im Laufe von vielen Dezennien oder vielmehr Jahrhunderten auf, so dass man für unsere Zwecke mit ihnen in der Regel kaum zu rechnen braucht.

Von grösster Wichtigkeit ist die Feststellung des Gefälles, welches in dem aus dem See ausmündenden Wasserlauf nutzbar zur Verfügung steht, denn jedes cbm Wasser, welches man in dem See aufspeichern kann, hat einen um so grösseren Kraftwert, je grösser das Gesamt-Nutzgefälle ist.

Die schwierigste und zeitraubendste Aufgabe bleibt auch bei einer Seekorrektion die Feststellung der Zuflüsse und Abflüsse. Was die Zuflüsse betrifft, so wird man zunächst versuchen, aus der bekannten Regenhöhe und aus der Grösse und Beschaffenheit des Vorflutgebietes Schlüsse auf die l/sek./qkm zu ziehen, welche bei dem 355 tägigem N.W., bei M.W. und beim höchsten Wasser in den See fliessen, um die erste Übersicht über die erreichbaren Kraftwirkungen und den Umfang der Bauwerke zu gewinnen. Die 355tägige sekl. Wassermenge ist die Grundzahl, wie bei Kraftanlagen an fliessendem Wasser. Je grösser diese Zahl ist, desto wertvoller ist an sich schon die natürlich vorhandene Kraft, aber es wird auch die Wirkung der zur Regulierung des Seespiegels erforderlichen Stauwerke in gewonnenen PS_e ausgedrückt, desto grösser und infolgedessen die Anlagekosten pro Einheit desto kleiner. Die l/sek./qkm bei M.W. muss man kennen, um zu wissen, welche Wassermenge überhaupt im Jahresdurchschnitt für die Aufspeicherung verfügbar ist. Die Kenntnis der l/sek./qkm bei höchstem Wasser ist notwendig, um daraus die höchste Ordinate des Wasserspiegels zu finden.

Die genauere Kenntnis der Abflussverhältnisse des Sees müssen dagegen durch tägliche Beobachtungen während einer mehrjährigen Periode gewonnen werden, sofern nicht ausreichendes Beobachtungsmaterial zur Verfügung steht. Gleichzeitig damit sind die täglichen Schwankungen des Wasserstandes im Seespiegel selbst durch Pegelbeobachtungen festzustellen. Wenn man Annahmen für Verdunstung und Versickerung macht, kann man aus der Abflussmenge eines Tages und aus der Wasserspiegeldifferenz des Sees während derselben Zeit auch auf die Zuflüsse schliessen und damit die aus den Regenhöhen schätzungsweise ermittelten Zahlen kontrollieren. Über die technische Ausführung dieser Vorarbeiten ist bereits das Erforderliche im vorangehenden Abschnitt mitgeteilt.

Bei Auswahl der Messtelle für die sekl. Abflussmenge muss man insofern besondere Sorgfalt walten lassen, als man sich zu überzeugen hat, ob nicht unterirdische Abflüsse von Erheblichkeit bestehen, welche erst mehr oder weniger weiter unterhalb in den Abflusswasserlauf eintreten. Sind solche unterirdischen Abflüsse festgestellt, so ist zu ermitteln, ob und inwieweit man in der Lage ist, sie zu schliessen oder ob es möglich ist, die Wasserfassung so zu legen, dass man ihre Ergiebigkeit für Kraftzwecke noch mitbenutzen kann.

Hat man die Zuflussverhältnisse eines Sees in den Hauptziffern, die Abflussverhältnisse und ebenso die Schwankungen des Seespiegels aber täglich festgestellt, so

kann man zunächst entscheiden, welche Auffüllung der 355tägigen kleinsten sekl. Abflussmenge des trockensten Jahres man aus dem künstlich regulierten Stauinhalte des Sees erzielen kann. Bedeuten:

H in m die Höhe des Wasserspiegels im See beim kleinsten sekl. Abfluss.
H_1 in m die Höhe, bis zu welcher man den See normal stauen will,
Z den durchschnittlichen sekl. Zufluss in cbm während der Zeit t,
t die Zeit, während welcher man die kleinste sekl. Abflussmenge aufzufüllen hat, in Sek.,
h' in m die Verdunstungs- und Versickerungshöhe während dieser Zeit t,
O in qm die mittlere Oberfläche des Sees,

so ist die aufgefüllte sekl. Wassermenge, welche sich beim (kleinsten) Zufluss Z erzielen lässt, in cbm

$$Q = O \cdot \left[\frac{H_1 - (H + h')\,.}{t}\right] + Z.$$

Diese Formel trifft allerdings nur zu, wenn während der ganzen Niedrigwasserperiode aus dem See ein ganz gleichmässig grosser Zuschuss gegeben wird. Dieser Fall wird meistens da zutreffen, wo das Druckgefälle an den Turbinen von dem Wasserspiegel im See nicht abhängig ist, wie z. B. bei der Anlage Chèvres (vergl. Kap. II, 15). Andernfalls, wie z. B. meistens bei Talsperren mit dem Kraftwerk in der Nähe der Sperre, wird Q variabel und muss auf andere Weise ermittelt werden (vergl. Kap. III, 1, B. Talsperren).

Die Unterlagen zur Feststellung von H_1 ergeben sich am besten aus dem Profil der täglichen sekl. Abflussmengen (vergl. Abb. 10. S. 140). Wenn man z. B. die 355 tägige sekl. Wassermenge eines Jahres auf die sechsmonatliche auffüllen wollte, so würden die Flächen der betreffenden Jahreskurve, welche von der sechsmonatlichen Horizontalen nach oben abgeschnitten werden, multipliziert mit dem Koeffizienten des Flächenwertes in cbm/qmm, die zum Aufstau verfügbaren Wassermengen und die unter der gedachten Horizontalen von ihr und der Wassermengenkurve eingeschlossenen Flächen, die für die Auffüllung notwendigen Wassermengen ergeben. Gleichzeitig kann man aus dem Profil die Zeit t bestimmen, während welcher man aus dem Stauraum auffüllen muss. Es ist bei Seeregulierungen zweckmässig, anstatt der Zuflussmengen die täglichen sekl. Abflussmengen in Jahreskurven darzustellen, weil in ihnen bereits die Abzüge für Verdunstung und Versickerung, die immerhin nur unsicher festgestellt werden können, gemacht sind. Die denkbar grösste gleichmässige sekl. Wassermenge ist natürlich das sogenannte Mittelwasser, d. h. diejenige sekl. Wassermenge, welche unausgesetzt während des ganzen Jahres abfliessen müsste, um die gesamte Jahresabflussmenge zu erhalten. Diesen ideellen Grenzwert kann man aber praktisch nie erreichen, einmal weil die Stauhöhe meistens zu gross werden würde und dann, weil die Verluste durch Verdunstung und Versickerung grösser werden müssten, als sie beim alten Zustande des Sees waren; denn durch den Stau werden grössere Flächen für längere Zeit der Verdunstung ausgesetzt und ebenso findet in der Regel auch bei höherem Wasserstande eine stärkere Versickerung statt.

Bei Feststellung der normalen Stauhöhe hat man ferner:

a) die geologische Beschaffenheit der Ufer,
b) ihre landwirtschaftliche Kultur,
c) die hygienischen Verhältnisse, und
d) die Kostenfrage der Seekorrektion

zu berücksichtigen. Es können natürlich bei Einzelfällen noch andere besondere Rücksichten ausschlaggebend sein, aber es ist unmöglich und unnötig, diese hier alle aufzuführen.

a) Die geologische Beschaffenheit der Ufer muss besonders vom Gesichtspunkte der Durchlässigkeit untersucht werden, um festzustellen, ob die Wasserverluste durch Versickerung oder direkte unterirdische Abflüsse bei höheren Wasserständen nicht erheblich wachsen. Undichtigkeiten der Ufer können unter Umständen alle Rechnungen illusorisch machen. Die örtliche Feststellung solcher Undichtigkeiten ist meistens sehr schwierig, sofern sie nicht so stark sind, dass man in der Bewegung der Wasseroberfläche ihre Wirkung erkennt.

Das sicherste Mittel zur tatsächlichen und quantitativen Feststellung der Undichtigkeiten ist die provisorische Schliessung der offenen Abflusstellen und Anstauung des Seespiegels auf die projektierte Höhe. Durch die Beobachtung des Seespiegels, durch die Messung der Abflüsse mittelst genauer Schützenöffnungen, welche in dem provisorischen Abflusswerk anzulegen sind, sowie durch die Messung der Zuflüsse und Verdunstungen kann man dann die Undichtigkeiten feststellen. Aber dieses Mittel wird der Kosten wegen nur selten und zwar bei kleineren Verhältnissen anwendbar sein. Es genügt aber auch, möglichst bei regenfreier Zeit, die möglichst genaue Messung der offenen Abflüsse und Zuflüsse und die Beobachtung des Wasserspiegels im See vorzunehmen, wenn der Seespiegel sich auf natürliche Weise infolge stärkerer Zuflüsse in der beabsichtigten Stauhöhe befindet. Die direkten unterirdischen Zuflüsse durch das Grundwasser sind im allgemeinen nicht so bedeutend, dass sie nicht vernachlässigt werden könnten. Findet die Senkung des Wasserspiegels schneller statt, als dem Abfluss + Verdunstung — Zufluss entsprechen würde, so wird man auf Undichtigkeiten schliessen und auch den Einfluss derselben in cbm ungefähr ermitteln können.

Ein weiteres Mittel ist die Beobachtung aller kleinen Rinnsale in der Umgebung des Sees, deren Speisung durch Sickerwasser aus dem See, ihrer Höhenlage nach möglich ist. Tritt bei höheren Wasserständen im See ein vermehrter Abfluss in solchen Rinnsalen auf, so ist zunächst die Möglichkeit ihrer Speisung durch Seewasser gegeben. Die Tatsache der Speisung kann man dann unter Umständen durch Temperaturmessungen des Wassers und Vergleiche mit der Seetemperatur oder durch Färbung des Seewassers an verdächtigen Stellen konstatieren. Ist die Tatsache zweifellos festgestellt, so kann man durch vergleichende Wassermengenmessungen auch Schlüsse auf die sekl. Menge des Seewassers ziehen, welches den festgestellten unterirdischen Weg nimmt. Die genaue Nachfrage bei ortskundigen Leuten und die Mitarbeit eines Geologen ist hierbei unentbehrlich.

b) Die landwirtschaftliche Kultur der Ufer kann, um nur ein Beispiel zu nennen, in der Weise eine Rolle spielen, dass während der sommerlichen Niedrigwasserstände im See auf den trocken gelegten Uferflächen unter Umständen Grasbau getrieben wird, welcher durch die Seekorrektion unmöglich gemacht werden würde. Es wird sich also unter Umständen um Schadenersatzansprüche oder um die Vergrösserung des Grunderwerbs handeln.

c) Sehr wichtig können die hygienischen Vorteile einer Seeregulierung werden, besonders wenn grössere bewohnte Ortschaften sich in der Nähe des Seeufers befinden. Es gilt allgemein als anerkannt, dass eine möglichst kleine Schwankung im Grundwasserstande für die gesundheitlichen Verhältnisse eines Ortes am vorteilhaftesten ist. Man wird deshalb, wenn die Umstände es wünschenswert erscheinen lassen, bestrebt sein,

den höchsten Wasserstand des Sees zu erniedrigen und den niedrigsten Wasserstand zu erhöhen, um die Amplitude der Schwankung im Grundwasserstand zu verkleinern.

d) Da es schliesslich stets darauf ankommt, eine Seekorrektion mit Geldmitteln durchzuführen, welche noch mit dem wirtschaftlichen Nutzen des Unternehmens in einem richtigen Verhältnis stehen, so wird man die Stauhöhe schon aus diesem Grund so zu wählen haben, dass möglichst geringe bauliche Veränderungen am Seeufer nötig sind und die Kosten der Abschlusswerke in vertretbaren Grenzen bleiben.

Wenn weder die hygienischen Rücksichten noch die Rücksicht auf die Uferge-lände und deren Nutzung bei einer Seeregulierung mitsprechen, kann die beste Lösung auch in der künstlichen Vergrösserung der Differenz zwischen H.W. und N.W. gefunden werden, indem man entweder durch Errichtung einer Staumauer oder eines Staudammes an der Ausflussmündung den alten, höchsten Stauspiegel noch erhöht, oder indem man umgekehrt den Ausfluss niedriger legt, also den niedrigsten Wasserstand vertieft, oder schliesslich, indem man beide Massregeln vereinigt. Sowohl die Erhöhung, als auch die Erniedrigung des Wasserspiegels über die natürliche Grenze, welche sich im Laufe der Zeit herausgebildet hat, erfordern aber ein sehr gründliches Studium der Seeufer.

Von den Untersuchungen wegen der Durchlässigkeit der Ufer bei Erhöhung des Seespiegels war schon die Rede. Ebenso wichtig ist die Feststellung, ob und wieweit Rutschungen und Uferabbrüche durch die zeitweise Veränderung des Wasserstandes im See und infolge deren des Grundwasserspiegels zu befürchten sind. Namentlich bei Spiegelsenkungen können sich durch die Vergrösserung des Gefälles im Grundwasser Rutschflächen bilden und Uferteile, welche bei dem alten N.W. noch im Gleichgewicht waren, ins Rutschen geraten.

Meistens werden sich mit den Seekorrektionen neben der Kraftgewinnung auch noch andere wesentliche Vorteile erzielen lassen.

Von dem hygienischen Vorteil der Regulierung des Grundwasserstandes war schon die Rede.

Durch die Herabsetzung des höchsten Wasserstandes wird man nicht selten grössere Flächen der dauernden wirtschaftlichen Benutzung zuführen können und damit Vorteile für die Uferbesitzer erzielen, welche unter Umständen die Nachteile des höheren normalen Staus mehr als aufwiegen.

Mit der Aufspeicherung des Wassers für Kraftzwecke lassen sich meistens auch Wassermengen für Berieselungszwecke und für Wasserversorgungen etc gewinnen. —

Bei der Feststellung des Stauraumes, den man für die Auffüllung der nutzbaren sekl. Wassermenge bei N.W. zu einer gewünschten Zahl in cbm/sek. gebraucht, sind weiter noch zwei Gesichtspunkte zu beachten, von denen bis jetzt noch nicht die Rede war.

In erster Linie ist hier hervorzuheben, dass man meistens gezwungen sein wird, im Interesse der Fischerei und aus Rücksicht auf Wassernutzungsrechte Dritter, sei es im landwirtschaftlichen Betriebe, sei es für Triebwerke, eine minimale sekl. Wassermenge ständig abfliessen zu lassen, gleichgültig ob bei einem projektierten Werke ein ständiger Kraftbedarf vorliegt oder nicht. Für die Bestimmung dieser minimalen sekl. Wassermenge werden die aus den Wassermengenmessungen und Wasserstandsbeobachtungen gewonnenen und aufgetragenen Kurven der täglichen durchschnittlichen sekl. Abflussmengen die nötigen und sicheren Anhaltspunkte geben, insoweit es sich um Durchschnittswerte handelt. Hierbei wird man aus praktischen Gründen nicht alle täglichen Veränderungen berücksichtigen können,

sondern Durchschnittswerte für die verschiedenen Monate ermitteln. Aber es kommt hierbei auch auf die Verteilung dieser durchschnittlichen täglichen sekl. Wassermenge auf die einzelnen Tagesstunden an.

Wenn man z. B. in einem Kraftwerk nur Tagesbetrieb hätte und liesse während der 12 Tagesstunden die doppelte sekl. Wassermenge derjenigen, welche als die durchschnittliche eines Tages der betreffenden Zeitperiode vor Regulierung des Sees ermittelt wurde, ab, so dass, wenn man während der Nachtstunden den Abfluss absperrte, in 24 Stunden doch ebenso viel Wasser abfliessen würde, wie vor der Regulierung, so würde dennoch den Unterliegern nicht mit einer derartigen Regelung gedient sein und sie könnten Schadenersatzansprüche erheben. Hätte das Kraftwerk z. B. seinen Betrieb zwischen 6 Uhr morgens und 6 Uhr abends, so könnten unter Umständen an einem unterliegenden Triebwerk die abgeflossenen Wassermengen erst zwischen 12 Uhr mittags und 12 Uhr nachts eintreffen, der Unterlieger also behindert sein, mit seinem Betriebe auch um 6 Uhr früh zu beginnen. Es sind daher bei dem Verbrauch des aufgespeicherten Seewassers nicht allein der Betrieb des Kraftwerkes, sondern auch die Rücksichten auf die unterliegenden Nutzungsberechtigten zu beachten. Oft kann sich als beste Lösung ergeben, in dem Kostenanschlage des Projektes kleine Stauweiheranlagen für die unterliegenden Nutzungsberechtigten vorzusehen, in denen der zeitliche Ausgleich der Wassermengen stattfinden kann. Auf diese Weise würde man dann die höchste Ökonomie in der Ausnützung des Stauinhalts erzielen. Wenn z. B. ein Unterlieger einen Anspruch auf mindestens 1 cbm/sek. während der Tagesstunden hätte, das Betriebswasser des Tagesbetriebes des Kraftwerkes aber erst mit 6 Stunden Verspätung zu diesem Unterlieger käme, so müsste der Stauweiher mindestens 1 cbm . 6 . 3600 + A = 21600 cbm + Verluste durch Versickerung und Verdunstung fassen können. In der Praxis werden sich allerdings selten Fälle finden, wo die völlige Absperrung des Abflusses während der Nacht statthaft ist.

Der zweite hier noch zu besprechende Gesichtspunkt ist die Eisbildung. Die Temperatur des Seewassers nimmt im Sommer von der Oberfläche nach der Sohle zu ab, steigt dagegen im Winter bei starkem Frost von dem Spiegel nach der Sohle zu. In Schichten von 60,0 m Tiefe und mehr bleibt Winter und Sommer die Temperatur des Seewassers ungefähr dieselbe, nämlich etwa 4° C. Das ist die Temperatur, bei welcher das Wasser die grösste Dichtigkeit und das grösste spezifische Gewicht hat.

So wurden z. B. im Attersee in Ober-Österreich am 18. September 1891 bei einer Lufttemperatur von 18,4° C folgende Temperaturen gemessen[116]):

in	5,0 m	Tiefe	18,3° C;	in 10,0 m	Tiefe	17,7° C
„	12,0 m	„	17,6° C;	„ 14,0 m	„	15,8° C
„	15,0 m	„	12,0° C;	„ 16,0 m	„	11,4° C
„	20,0 m	„	7,8° C;	„ 30,0 m	„	4,9° C
„	40,0 m	„	4,5° C;	„ 60,0 m	„	4,1° C

und in grösseren Tiefen etwa 4,0° C.

Umgekehrt wurde im Traunsee bei Gmunden am 7. März 1895 an der Oberfläche 0,3° C; in 10 m Tiefe 0,8° C; in 30,0 m Tiefe 1,0° C; in 40,0 m Tiefe 1,2° C.; in 60,0 m Tiefe 3,8° C und darunter etwa 4,0° C festgestellt.

Im Sommer liegen also die wärmeren Schichten, weil sie leichter sind, über den kälteren. Wenn aber die Lufttemperatur unter 4° C fällt, so kühlen sich zunächst die

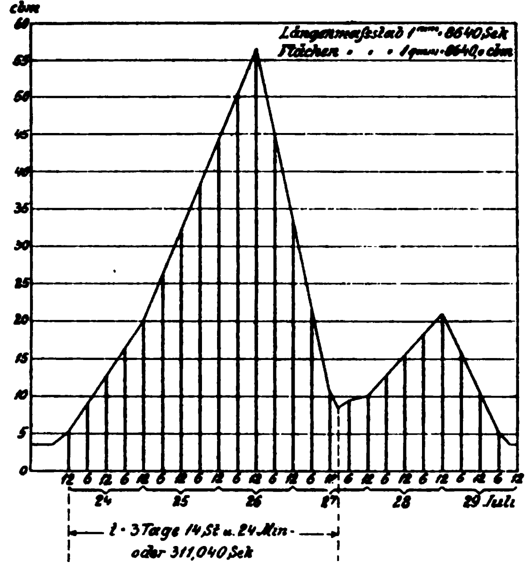
---

116) P. Gerhardt, Handb. der Ing.-Wissenschaften. III. Teil. Wasserbau. 4. Aufl. 1. Bd. S. 112.

oberen Schichten ab und sinken unter, bis alle Wasserschichten auf etwa 4,0° abgekühlt sind. Findet dann eine weitere Abkühlung an der Oberfläche statt, so werden die kühleren Schichten leichter und bleiben oben. Auf diese Weise wird das Zufrieren grosser ruhender Wasserflächen erklärlich. Auch die Beobachtung erklärt sich daraus, dass das Zufrieren von Seeflächen am Ufer beginnt und allmählich nach den tieferen Wasserstellen fortschreitet. Ist die Wassertiefe eines Sees grösser als 60,0 m, so hat die Mehrtiefe auf die Eisbildung an der Seeoberfläche keinen Einfluss mehr[117]).

In der Regel werden in unseren deutschen Seen die winterlichen sekl. Zuflüsse so grosse sein, dass die Ausnützung des Stauinhaltes zu ihrer Auffüllung nicht in Frage kommt. Es wird deshalb die Frage der Eisbildung nicht so sehr in bezug auf die sekl. Wassermenge von Interesse sein, als vielmehr wegen des Schutzes der Bauwerke gegen Eisschiebungen. Im Gebirge dagegen, wo der Wassermangel mit der Zeit des Frostes zusammenfällt, wird man bei Berechnung des verfügbaren Stauinhaltes eine Höhe abzuziehen haben, welche etwa der stärksten bekannten Eisdecke entspricht.


Abb. 34. Schema einer Hochflutkurve.



Über den höchsten normalen Stau wird sich der Seespiegel notwendigerweise bei allen Hochwasserzuflüssen erheben, sofern sie eintreten, wenn der Seespiegel im höchsten normalen Stau liegt. Es ist an sich nicht nötig, diese Voraussetzung bei der Projektaufstellung zu machen, weil Hochfluten nur stattfinden, wenn nach mehrtägigen Regenperioden noch sturzregenartige Niederschläge eintreten. Man wird auch stets mit derartigen Wasserkraftwerken einen Regenmessdienst verbinden oder sich die rechtzeitige Kenntnis der Regenhöhen des Vorflutgebietes von öffentlichen oder privaten anderen Messdiensten verschaffen, so dass man auf den Eintritt von Hochfluten stets vorbereitet sein und eine entsprechende Entleerung des Stauinhaltes rechtzeitig vorbereiten kann. Trotzdem wird zur grösseren Sicherheit behördlicherseits oft verlangt werden, dass man den höchsten normalen Stau bei Eintritt der höchsten Hochflut als vorhanden annimmt. Zur Feststellung des denkbar grössten Zuflusses muss man aus dem alten, oder neu ge-

---

117) An dieser Stelle mögen einige Zahlen über Seetiefen eingefügt werden:

Es betragen die grössten Tiefen:

im Gardasee	630,0 m		im Neuenburger-See	153,0 m
„ Lago Maggiore	865,0 „		„ Züricher-See	143,0 „
„ Genfer-See	310,0 „		„ Superior-See	310,0 „
„ Lugano-See	288,0 „		„ Huron-See	300,0 „
„ Brientzer-See	261,0 „		„ Ontario-See	220,0 „
„ Thuner-See	217,0 „		„ Michigan-See	200,0 „
„ Vierwaldstätter-See	214,0 „		„ Erie-See	85,0 „
„ Zuger-See	198,0 „			

P. Gerhardt, Handbuch d. Ing.-Wissensch. Dritter Teil. Wasserbau. 4. Aufl. 1. Bd. S. 106.

wonnenen Beobachtungsmaterial eine höchste Wassermengenkurve des Zuflusses (vergl. Abb. 34) darstellen mit der Zeit t als Abszissen und mit l/sek. oder cbm/sek. als Ordinaten und danach die höchstmögliche Anschwellung des Sees berechnen, indem man gleichzeitig eine höchste durchschnittliche sekl. Abflussmenge während derselben Zeit zugrunde legt.

Zur Erleichterung der Übersicht mögen an dieser Stelle einige Angaben über die Schwankungen des Wasserstandes in einigen unregulierten Seen Platz finden.

Im Bodensee war die grösste Schwankung des Seespiegels in einem Jahre 3,30 m und zwar im Jahre 1821, die geringste im Jahre 1870 1,24 m. In dem 60 jährigen Zeitraum von 1817—1876 hat die durchschnittliche Jahresschwankung 2,12 m, die grösste Schwankung überhaupt 3,90 m betragen[118]).

Im Züricher See betrug die grösste Schwankung 2,52[119]), [120]).

Für den Lago Maggiore betragen die gewöhnlichen Schwankungen 4,0 m, in seltenen Fällen 6,0 m. Die höchste beobachtete Schwankung betrug 8,11 m.

Im Comersee beträgt die jährliche Schwankung gewöhnlich 3,0 m, ausnahmsweise 4,0 m.

In den 5 grossen amerikanisch-kanadischen Seen sind die Schwankungen mit Rücksicht auf ihre gewaltige Wasseroberfläche erheblich geringer und betragen im Durchschnitt im

Superiorsee	0,39 m,
Michigan- und Huronsee	0,32 m,
Eriesee	0,40 m und
Ontariosee	0,48 m.

Diese Seen haben aber auch zusammen eine Oberfläche von 251700 qkm, d. h. beinahe halb soviel, wie das deutsche Reich, so dass eine Erhebung des Wasserspiegels von 0,30 m schon eine aufgespeicherte Wassermenge von 75510 Millionen cbm ergibt.

Bezeichnet man:

die höchste durchschnittliche sekl. Abflussmenge während einer Hochflut mit	Q_{max}	in cbm
die aus der Wassermengenkurve der Hochflut berechnete durchschnittliche sekl. Zuflussmenge mit	Z	in cbm
die Spiegelhöhe über dem Nullpunkt am Pegel des höchsten normalen Staus, welche bei Eintritt des Hochwassers als vorhanden angenommen wird mit	H_1	in m
die höchste zulässige Stauhöhe mit	H_2	in m
die mittlere Seeoberfläche über dem normalen Stau mit	O	in qm
und die Zeit, während welcher die höchste Hochflut verläuft mit	t	in Sek.

so muss sein

$$Z \cdot t \doteq (H_2 - H_1) \cdot O + Q_{max} \cdot t .$$

$$\text{also } H_2 = H_1 + \left(\frac{Z - Q_{max}}{O}\right) \cdot t .$$

118) P. Gerhardt, Handbuch d. Ing.-Wissensch. Dritter Teil. Wasserbau. 4. Aufl. 1. Bd. S. 110.

119) Wetli, Die Bewegung des Wasserstandes im Züricher See.

120) Beuteli, Die Niveauschwankungen in den 13 grösseren Schweizer Seen von 1867—1886. Mitteilungen der naturforschenden Gesellschaft in Bern. 1888.

Bei einer Gestalt der Hochflut-Wassermengenkurve nach Abb. 34 würde die Zeit t, wie in der Figur gekennzeichnet, zu wählen sein. In der obigen Formel ist vorausgesetzt, dass die baulichen Einrichtungen eine derartige Regelung des Abflusses zulassen, dass von Beginn der Hochflut an bis zum Ablauf derselben durchschnittlich Q_{max} sekl. zum Abfluss gebracht werden kann.

II. Die baulichen Einrichtungen.

Die baulichen Einrichtungen zur Regelung des Stauinhaltes eines Sees bestehen im wesentlichen darin, dass man alle erkennbaren Abflüsse so weit als möglich durch Dämme oder Mauern schliesst. Ferner darin, dass man an einer oder mehreren Stellen durch Anbringung von Schützen oder Schiebern, sowie von selbstätigen Überläufen in und auf den Abschlusswerken die sekl. Abflussmengen regelbar macht, schliesslich darin, dass man den Abflusswasserlauf entsprechend der grössten sekl. Wassermenge korrigiert.

Die Grösse der Schützenöffnungen ist so zu wählen, dass die grösste für das Projekt zugrunde gelegte sekl. Abflussmenge bei dem normalen Stau noch hindurchfliessen kann. (Über die Berechnung von Schützenöffnungen, vergl. Kap. III, 1 A, „Wehre“ und Kap. III, 3, „Schützen“.)

Die Krone der neben den Regulierungsschützen stets vorzusehenden Überläufe wird in der Regel auf den normalen Stauspiegel zu legen sein. Ist man in der Wahl der Höhe H_2, bis zu welcher der höchste Wasserspiegel über den normalen Stau ansteigen darf, gebunden, H_2 also gegeben, dagegen in der Wahl der grössten sekl. Abflussmenge mit Rücksicht auf die Verhältnisse im Unterlauf frei, so wird man die letztere gleich der grössten sekl. Zuflussmenge wählen[121]) und daraus die Überlaufbreite b berechnen. Setzt man für $H_2 - H_1 = h$, so ist $b = \frac{3\,Z_{max}}{2\,\mu\,h\sqrt{2\,g\,h}}$. Diese grösste sekl. Menge Z_{max} braucht man aber nicht gleich der Scheitelgrösse, sondern etwa gleich der durchschnittlichen eines Tages während der höchsten Zuflüsse oder wenn das Seebecken verhältnismässig klein ist, gleich der durchschnittlichen einer kleineren Zeitperiode, z. B. von 12 oder 6 Stunden anzunehmen. Man hat dann die absolute Sicherheit, dass der Wasserspiegel die gewollte höchste Stauhöhe nur um kleine Werte übersteigen kann, welche leicht zu übersehen sind und meistens vernachlässigt werden dürfen.

Ist man dagegen in der Wahl der grössten Stauhöhe H_2 frei, aber in bezug auf die grösste Abflussmenge Q_{max}, gebunden, Q_{max} also gegeben, so wird man zunächst die Stauhöhe H_2 und die Überfallhöhe h aus den Formeln

$$H_2 = H_1 + \frac{(Z - Q_{max}) \cdot t}{O} \text{ und } h = H_2 - H_1$$

ermitteln und dann die Breite des Überfalls b mit Berücksichtigung von Q_{max} berechnen. Dabei muss allerdings eine Bedienung der Schützen in der Weise vorausgesetzt werden, dass von Beginn der Hochflut an Q_{max} abgelassen wird und dass während des Ansteigens des Sees die Schützen gedrosselt werden, bis sie endlich beim höchsten Stauspiegel vollständig geschlossen sind.

Wegen der baulichen Einrichtung von Überfällen wird auf Beispiele in Kap. II, sowie wegen der Bestimmung des Beiwertes μ zur Berechnung der Überfallbreite auf Kap. III, 1 A „Wehre“ und auf Kap. III, 2 „Werkkanäle“ verwiesen.

---

[121]) Dieselbe ist aus der Wassermengenkurve der höchsten Flut zu entnehmen, vgl. Abb. 34.

Man hat vielfach versucht, die Schützen an solchen Regulierungswerken mechanisch selbstwirkend einzurichten. Alle derartigen Vorrichtungen sind aber nicht sicher genug und es wird deshalb empfohlen, die Hebung und Senkung der Schieber und Schützentafeln entweder von Hand oder auf elektrisch-mechanischem Wege vorzusehen. Im letzteren Falle können auch selbstwirkende Einrichtungen mit Erfolg verwendet werden, vergl. Kap. III, 3 „Schützen“.

Da eine Seeregulierung einerseits meistens nicht allein für ein bestimmtes Kraftwerk, sondern auch für alle ober- und unterliegenden Triebwerke die Vorteile besseren Ausgleichs der sekl. Wassermengen bietet und ferner in der Regel mit derselben Seeregulierung zahlreiche andere Verbesserungen, sei es in hygienischer Beziehung oder für landwirtschaftliche Zwecke oder für die Verminderung der Hochwassergefahren etc. verbunden sind und da andererseits die Kosten oft so beträchtliche werden, dass sie ein Interessent allein nicht tragen kann, so entsteht die Aufgabe, alle diese Vorteile möglichst zahlenmässig darzustellen und auf die einzelnen Interessenten in angemessener Weise zu verteilen. Die Heranziehung der Interessenten zu der Anteilnahme an den Kosten macht aber meistens die grössten Schwierigkeiten und erfordert ausserordentlich viel Zeit. Als bester Weg zum Ziele zu gelangen, bietet sich meist die Bildung von freien und, sofern die gesetzlichen Bestimmungen es erlauben, von Zwangsgenossenschaften, in welcher Beziehung auf § 2 dieses Kapitels verwiesen werden kann.

III. Beispiele.

Nachdem nun die Vorarbeiten und die baulichen Einrichtungen bei Seeregulierungen besprochen sind, mögen noch einige speziell hierher gehörige Beispiele kurz skizziert werden:

a) Die Regulierung des Genfer Sees ist von der Stadt Genf im Anfang der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts unternommen worden, weil die Höhe der Niveaudifferenz von 2,60 m zu schweren hygienischen Nachteilen für die Stadt und ihre Umgebung geführt hatte (vergl. Kap. II, 15, Beschreibung der Wasserkraft-Anlage Chèvres). Der Genfer See liegt etwa 372,0 m über dem Meere und hat eine Oberfläche von 582,36 qkm. Durch die Regulierung ist die grösste Niveaudifferenz auf 0,60 m beschränkt. In dieser können noch rund 349 500 000 cbm zum Ausgleich der sekl. Abflussmenge aufgespeichert werden und es ist dadurch erreicht, dass man die frühere sekl. Wassermenge bei N.W. von 50 cbm auf 100 cbm gehoben hat. Durch diesen ausserordentlich wirksamen Ausgleich hat nicht allein die Stadt Genf bei ihren Kraftanlagen in Coulouvrenière und Chèvres gewonnen, sondern auch alle weiter unten liegenden schweizerischen und französischen Kraftwerke, aber die Kosten hat die Stadt Genf im wesentlichen allein getragen, da die direkten Vorteile aus der Regulierung für sie allein gross genug waren, um die Ausgabe zu rechtfertigen.

b) Der Lac d'Annecy[122]) (Haute Savoie, Frankreich), welcher 446,52 m über dem Meere liegt und dessen Oberfläche ca. 2 700 ha misst, wurde bereits in den siebziger Jahren des vorigen Jahrhunderts nach einem Projekt des Ingenieurs Carnot (späteren Präsidenten der Republik) reguliert. Bei dieser Regulierung hatte man aber zu grosse Zuflüsse angenommen und die Regulierungs-Bauwerke auf zu grosse sekl. Abflüsse eingerichtet, so dass der beabsichtigte Ausgleich nicht erzielt wurde.

---

122) Albert Crolard, La régulisation du débit des cours d'eau par le moyen des lacs etc. Compte rendu des travaux du Congrès de la Houille Blanche, Premier Volume S. 196, Grenoble 1902.

Nach neueren Projektstudien, welche von einem Syndikat von Interessenten während der Jahre 1899—1901 vorgenommen wurden, stellte man die mittlere Jahres-Regenhöhe der drei Jahre auf dem 27040 ha grossen Vorflutgebiet auf 1355 mm fest[123]). Von diesen Niederschlägen gelangten im Durchschnitt etwa 58% in den See. Es ergab sich daraus eine mittlere sekl. Zuflussmenge von 6,9 cbm oder 25,5 l/qkm. Die kleinste Zuflussmenge wurde auf 1,5 cbm oder 5,54 l/sek. pro qkm ermittelt. Während vor der ersten Regulierung die grösste Niveaudifferenz des Sees 1,06 m betragen hatte, sieht das Projekt eine höchste Differenz von 0,80 m vor, von welcher 0,65 m als Ausgleichraum für die Auffüllung der Niedrig-Wassermenge und 0,15 m für die Aufnahme grösster Flutwellen des Zuflusses dienen sollen. Nach den Kurven der täglichen sekl. Zuflüsse kann man durch den Ausgleichsraum von 17550000 cbm die sekl. Wassermenge bei N.W. von 1,5 cbm während einer Periode von 80 Tagen auf 5 cbm bringen.

c) In seinem „Bericht über die Wasserverhältnisse Ostpreussens und deren Ausnützung zu gewerblichen Zwecken" weist O. Intze nach, dass man aus der mit dem Mauer- und dem Spirding-See in gleicher Höhe liegenden Seengruppe der Masurischen Seen, welche unter sich durch Kanäle verbunden ist und eine Oberfläche von 319 qkm hat, bei einer mittleren jährlichen Regenhöhe von 575 mm in dem trockensten Jahre noch 12 cbm/sek. während 3600 Arbeitsstunden im Jahre erzielen kann, nachdem alle für die vorhandenen Triebwerke notwendigen Wassermengen abgezogen sind. Durch Messungen ist festgestellt, dass aus den Seen von der mittleren Regenhöhe im Jahresdurchschnitt 30% zum Abfluss kommen. Bei dem Intzeschen Projekt ist es noch möglich, die höchste Fluthöhe der Seen, welche für die anliegenden Ländereien erhebliche Nachteile im Gefolge hat, um 0,20 bis 0,30 m tiefer zu halten. Als günstigste Lösung für die Errichtung eines Kraftwerkes fand Intze die Verlegung desselben an den Engelsteiner See, welcher 35,0 m tiefer liegt, als der Mauer See. Rechnet man mit einem Nutzgefälle von 33,0 m, so würde man mit 12 cbm/sek. für 3600 Arbeitsstunden im Jahre rund 4000 PS_e gewinnen können. Die Kosten sind auf 2600000 Mk. veranschlagt, d. h. auf Mk. 650,0 für die effektive PS, bezogen auf 3600 Arbeitsstunden jährlich.

d) Aus der auf Seite 182/183 gegebenen Tabelle Nr. XXII, welche dem Bericht von Prof. Holz „Über die Wasserverhältnisse der Provinz Westpreussen" entnommen und durch die gleichfalls aus dem Bericht entnommenen Hochwassermengen vom Verfasser ergänzt ist, erkennt man zunächst aus dem verhältnismässig kleinen Schwankungen zwischen der N.W.-Menge und H.W.-Menge die ausgleichende Wirkung der Seen in ihrem natürlichen Zustande. Man sieht ferner, wie durch die Regulierung der Seen diese ausgleichende Wirkung noch erheblich gesteigert werden kann Je nach der Grösse der Seen im Verhältnis zum Gesamt-Vorflutgebiet kann die N.W.-Menge in l/sek./qkm um das 1,14fache bis zu dem 3,2fachen gesteigert werden. Die Zahlen in den Spalten 17 und 18 der erwähnten Tabelle beziehen sich auf 24stündigen Abfluss, was noch besonders hervorgehoben werden muss. Es ist aber gerade der grosse Vorteil solcher Sammelbecken mit regulierbaren Abflüssen, dass man die grösste Wasserökonomie durchführen kann und das Wasser nicht gleichmässig während der 24 Stunden ablaufen zu lassen braucht. Man kann sich vielmehr, abgesehen von einer gewissen minimalen sekl. Wassermenge, welche meistens mit Rücksicht auf die Rechte Dritter immer abgelassen werden muss, ganz nach dem Betriebe richten und z. B. für einige Stunden des

---

[123]) Die mittlere Regenhöhe aus 30jährigen Beobachtungen war früher zu 1278 mm ermittelt.

Tages während des grössten Kraftbedarfes ein mehrfaches der durchschnittlichen Leistung an Kraft abgeben.

e) Die beiden grossen Wasserkraftanlagen bei Vizzola und Turbigo der Società Lombarda per Distribuzione di Energia Elettrica, welche im Kap. II, 1 und 2 beschrieben werden, verdanken ihr verhältnismässig grosses und gleichmässiges sekl. Wasser der regulierenden Wirkung des Lago Maggiore. Beiläufig bemerkt liegen ähnlich günstige Verhältnisse auch für das bekannte grosse Werk der Mailänder Edison-Gesellschaft bei Paderno an der Adda vor, weil die sekl. Wassermenge der Adda durch den Lago di Como ausgeglichen wird. Schon seit Anfang der neunziger Jahre ist von der Besitzerin des sogenannten Villoresi-Kanals, der Società Italiana per Condotte d'Aqua, projektiert, den Lago Maggiore mit einer Oberfläche von 212,0 qkm durch Errichtung eines Wehres an seinem Ausflusse zu regulieren und zum Ausgleich der regelmässig im Winter eintretenden niedrigen Wassermengen einen nutzbaren Stauraum von 0,60 m Höhe zu schaffen. Durch denselben könnte während 90 Tagen die bisherige kleinste Abflussmenge um ca. 15,5 cbm/sek. nach Abzug aller Verluste für Verdunstung etc. vergrössert werden. Da die Periode des N.W. immer im Winter eintritt, so spielt die Verdunstung keine erhebliche Rolle. Nimmt man an, dass von den obengenannten 15,5 cbm/sek. etwa 5,5 cbm für den Villoresi-Kanal und sonstige landwirtschaftliche Zwecke und 10,0 cbm für Kraftzwecke verwendet würden, so könnte mit diesen 10 cbm die ständige Leistung der unterhalb der Wehrstelle bereits ausgeführten oder projektierten Wasserkraftanlagen im ganzen um etwa 7000 PS_e erhöht werden, weil das gesamte Nutzgefälle, wenn man die einzelnen Gefällstufen addiert, etwa 70,0 m ausmacht. Die Regulierungskosten des Sees sind auf etwa 2,5 Millionen Lire veranschlagt, so dass auf die PS_e rund 360 Lire entfallen würden. Das ist ein verhältnismässig geringer Preis, wenn man bedenkt, dass es sich um eine ständige Wasserkraft handelt. Ausserdem könnten, wie gesagt, der Villoresikanal und andere Bewässerungsanlagen am Tessin aus der Regulierung Vorteil ziehen, weil sich der jetzige winterliche Wassermangel sehr oft noch bis in den Monat März ausdehnt, wo eine Bewässerung der Wiesen und Felder besonders erwünscht ist. Es könnte natürlich auch die für Bewässerungszwecke verfügbare sekl. Wassermenge von 5,5 auf 16,5 cbm erhöht werden, wenn man anstatt 90 Tage nur 30 Tage Zuschüsse aus dem Stauraum entnimmt. Die grosse Schwierigkeit, dieses Projekt zur Ausführung zu bringen, liegt zum Teil darin, dass zwei Staaten, die Schweiz und Italien, interessiert sind, aber noch mehr in dem Umstande, dass es noch immer nicht gelingen will, die verschiedenen Interessenten, zu denen auch die Provinz Mailand und eine ganze Reihe von einzelnen am Tessinufer gelegenen Gemeinden gehören, zu einer ihren Vorteilen entsprechenden Anteilnahme an den Kosten heranzuziehen. Das Projekt, welches wie bereits erwähnt, seit Anfang der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts fertig ist, könnte leicht in zwei Jahren ausgeführt werden, die Verhandlungen aber über den Ausführungsplan und besonders über die Kostenverteilung werden wohl das Zehnfache und mehr der voraussichtlichen Bauzeit erfordern.

f) Durch die Regulierung der Lacs de Joux et Brennet, Kanton Waadt, Schweiz (vergl. Kap. II, 17) konnte nicht allein die 6,10 m betragende Schwankung des Seespiegels auf 3,50 m ermässigt, sondern es konnte auch ein für die Regulierung der sekl. Wassermenge verwendbarer Stauraum von 30000000 cbm geschaffen werden. Die Oberfläche der beiden Seen, welche hauptsächlich durch die Zuflüsse der Orbe gespeist werden, beträgt ungefähr 10,0 qkm und liegt etwas mehr als 1000,0 m über dem Meere. Die grösste Tiefe der Seen beträgt 34,0 m, das Vorflutgebiet 211,0 qkm. Die beiden Seen haben die Eigentümlichkeit, dass das Wasser nicht in einem offnen

Flusse abfliesst, sondern zum Teil seinen Weg unterseeisch, zum Teil durch 13 natürliche Überläufe (Entonnoirs), deren Wasser alsbald in den Spalten der umgebenden Felsen verschwindet, nimmt. Erst 3—11 km unterhalb tritt es wieder aus dem Felsen als Quellen hervor und vereinigt sich zu dem Orbeflusse. Als kleinste Zuflussmenge wurde auf Grund der Vorarbeiten 450 l oder 2,14 l/sek./qkm angenommen. Die grösste Hochflut veranlasste eine Hebung des Seespiegels um 1,80 m innerhalb von 10 Tagen und zwar im Oktober 1865. Es sind daher in diesen Tagen 18000000 cbm oder durchschnittlich 21 cbm/sek. oder rund 99 l/sek./qkm zugeflossen. Die Beobachtung des Seewasserspiegels hat gezeigt, dass ziemlich regelmässig während eines Jahres zwei Niedrigwasser-Perioden eintreten und zwar am Ende des Winters zwischen Anfang Januar und Anfang April und im Herbst zwischen Ende September und Mitte Dezember. Ganz regelmässig treten reichlichere Zuflüsse in den Monaten von Mitte April bis Mitte August infolge der Schneeschmelze ein. Die sekl. Abflüsse konnte man in den sogenannten Entonnoirs durch Messung einigermassen feststellen, die unterirdischen, nicht sichtbaren Abflüsse aber nur aus den Beobachtungen des Seespiegels und den Vergleich mit den zum Teil geschätzten Zuflüssen und den gemessenen, sichtbaren Abflüssen schätzen. Während früher der See zwischen den Höhenkoten 1011,0 und 1004,90 schwankte, hat man jetzt das höchste Niveau auf 1008,50 und das niedrigste auf 1005,0 festgelegt. Wenn bei Eintritt einer Trockenperiode der ganze Stauraum von 30000000 cbm gefüllt ist, so kann man während 120 Tagen 2,9 cbm/sek. zur Auffüllung des Wassers der Orbe verwenden, in der Annahme, dass der geringste Zufluss von 0,450 cbm/sek. durch unterirdische Abflüsse und Verdunstung verloren geht. Der Stauraum der Seen stellt sich bei den einzelnen Stauspiegeln wie folgt:

Höhe des Wasserspiegels über N.N.	Inhalt des Stauraumes in cbm.
1 005,0	0
1 006,0	8 200 000
1 007,0	16 900 000
1 007,5	21 500 000
1 008,0	25 200 000
1 008,5	30 000 000.

Wenn der Stauspiegel bei Eintritt einer Trockenheit auf 1007,0 läge, so würde aus dem Stauinhalt von 16 900000 cbm noch ein Zuschuss zum Wasser der Orbe von 1,6 cbm/sek. während 120 Tagen gegeben werden können. Die Beobachtungen des See-Wasserspiegels und der Zu- und Abflüsse haben gezeigt, dass man während des Betriebes bei richtiger Bedienung der Schützen in der Lage sein wird, den Wasserspiegel bei Eintritt der Trockenheit ungefähr auf 1008,0 zu halten. Das Nutzgefälle zwischen dem Seespiegel und der Orbe unweit ihres Austritts aus dem Felsen beträgt 234,0 m, wenn der Stauspiegel des Sees bei Beginn der Trockenperiode auf 1008,50 liegt, so dass man bei 24 stündigem Betriebe während 120 Tagen allein aus dem Stauinhalt noch rund 6700 PS_e leisten kann. Da man in Wirklichkeit keinen gleichmässigen 24 stündigen Betrieb hat, erhöht sich die Leistung entsprechend einer kürzeren Betriebsdauer. Die Benutzung des Sees als Sammelbecken gestattet überdies beliebige Schwankungen in der Kraftmenge während eines Tages ohne alle Wasservergeudung. Die Regulierung ist so durchgeführt, dass man den Werkkanal für 21 cbm/sek., d. h. für den durchschnittlichen Zufluss während einer höchsten Flutperiode eingerichtet hat. Die Schützenanlage am Einlauf des Werkkanals liegt mit der Sohle 1,50 m unter dem tiefsten Wasserspiegel. (Näheres vergl. Kap. II, 17.) Alle 13 natürlichen Überläufe sind durch

zu berücksichtigen. Es können natürlich bei Einzelfällen noch andere besondere Rücksichten ausschlaggebend sein, aber es ist unmöglich und unnötig, diese hier alle aufzuführen.

a) Die geologische Beschaffenheit der Ufer muss besonders vom Gesichtspunkte der Durchlässigkeit untersucht werden, um festzustellen, ob die Wasserverluste durch Versickerung oder direkte unterirdische Abflüsse bei höheren Wasserständen nicht erheblich wachsen. Undichtigkeiten der Ufer können unter Umständen alle Rechnungen illusorisch machen. Die örtliche Feststellung solcher Undichtigkeiten ist meistens sehr schwierig, sofern sie nicht so stark sind, dass man in der Bewegung der Wasseroberfläche ihre Wirkung erkennt.

Das sicherste Mittel zur tatsächlichen und quantitativen Feststellung der Undichtigkeiten ist die provisorische Schliessung der offenen Abflusstellen und Anstauung des Seespiegels auf die projektierte Höhe. Durch die Beobachtung des Seespiegels, durch die Messung der Abflüsse mittelst genauer Schützenöffnungen, welche in dem provisorischen Abflusswerk anzulegen sind, sowie durch die Messung der Zuflüsse und Verdunstungen kann man dann die Undichtigkeiten feststellen. Aber dieses Mittel wird der Kosten wegen nur selten und zwar bei kleineren Verhältnissen anwendbar sein. Es genügt aber auch, möglichst bei regenfreier Zeit, die möglichst genaue Messung der offenen Abflüsse und Zuflüsse und die Beobachtung des Wasserspiegels im See vorzunehmen, wenn der Seespiegel sich auf natürliche Weise infolge stärkerer Zuflüsse in der beabsichtigten Stauhöhe befindet. Die direkten unterirdischen Zuflüsse durch das Grundwasser sind im allgemeinen nicht so bedeutend, dass sie nicht vernachlässigt werden könnten. Findet die Senkung des Wasserspiegels schneller statt, als dem Abfluss + Verdunstung — Zufluss entsprechen würde, so wird man auf Undichtigkeiten schliessen und auch den Einfluss derselben in cbm ungefähr ermitteln können.

Ein weiteres Mittel ist die Beobachtung aller kleinen Rinnsale in der Umgebung des Sees, deren Speisung durch Sickerwasser aus dem See, ihrer Höhenlage nach möglich ist. Tritt bei höheren Wasserständen im See ein vermehrter Abfluss in solchen Rinnsalen auf, so ist zunächst die Möglichkeit ihrer Speisung durch Seewasser gegeben. Die Tatsache der Speisung kann man dann unter Umständen durch Temperaturmessungen des Wassers und Vergleiche mit der Seetemperatur oder durch Färbung des Seewassers an verdächtigen Stellen konstatieren. Ist die Tatsache zweifellos festgestellt, so kann man durch vergleichende Wassermengenmessungen auch Schlüsse auf die sekl. Menge des Seewassers ziehen, welches den festgestellten unterirdischen Weg nimmt. Die genaue Nachfrage bei ortskundigen Leuten und die Mitarbeit eines Geologen ist hierbei unentbehrlich.

b) Die landwirtschaftliche Kultur der Ufer kann, um nur ein Beispiel zu nennen, in der Weise eine Rolle spielen, dass während der sommerlichen Niedrigwasserstände im See auf den trocken gelegten Uferflächen unter Umständen Grasbau getrieben wird, welcher durch die Seekorrektion unmöglich gemacht werden würde. Es wird sich also unter Umständen um Schadenersatzansprüche oder um die Vergrösserung des Grunderwerbs handeln.

c) Sehr wichtig können die hygienischen Vorteile einer Seeregulierung werden, besonders wenn grössere bewohnte Ortschaften sich in der Nähe des Seeufers befinden. Es gilt allgemein als anerkannt, dass eine möglichst kleine Schwankung im Grundwasserstande für die gesundheitlichen Verhältnisse eines Ortes am vorteilhaftesten ist. Man wird deshalb, wenn die Umstände es wünschenswert erscheinen lassen, bestrebt sein,

den höchsten Wasserstand des Sees zu erniedrigen und den niedrigsten Wasserstand zu erhöhen, um die Amplitude der Schwankung im Grundwasserstand zu verkleinern.

d) Da es schliesslich stets darauf ankommt, eine Seekorrektion mit Geldmitteln durchzuführen, welche noch mit dem wirtschaftlichen Nutzen des Unternehmens in einem richtigen Verhältnis stehen, so wird man die Stauhöhe schon aus diesem Grund so zu wählen haben, dass möglichst geringe bauliche Veränderungen am Seeufer nötig sind und die Kosten der Abschlusswerke in vertretbaren Grenzen bleiben.

Wenn weder die hygienischen Rücksichten noch die Rücksicht auf die Ufergelände und deren Nutzung bei einer Seeregulierung mitsprechen, kann die beste Lösung auch in der künstlichen Vergrösserung der Differenz zwischen H.W. und N.W. gefunden werden, indem man entweder durch Errichtung einer Staumauer oder eines Standammes an der Ausflussmündung den alten, höchsten Stauspiegel noch erhöht, oder indem man umgekehrt den Ausfluss niedriger legt, also den niedrigsten Wasserstand vertieft, oder schliesslich, indem man beide Massregeln vereinigt. Sowohl die Erhöhung, als auch die Erniedrigung des Wasserspiegels über die natürliche Grenze, welche sich im Laufe der Zeit herausgebildet hat, erfordern aber ein sehr gründliches Studium der Seeufer.

Von den Untersuchungen wegen der Durchlässigkeit der Ufer bei Erhöhung des Seespiegels war schon die Rede. Ebenso wichtig ist die Feststellung, ob und wieweit Rutschungen und Uferabbrüche durch die zeitweise Veränderung des Wasserstandes im See und infolge deren des Grundwasserspiegels zu befürchten sind. Namentlich bei Spiegelsenkungen können sich durch die Vergrösserung des Gefälles im Grundwasser Rutschflächen bilden und Uferteile, welche bei dem alten N.W. noch im Gleichgewicht waren, ins Rutschen geraten.

Meistens werden sich mit den Seekorrektionen neben der Kraftgewinnung auch noch andere wesentliche Vorteile erzielen lassen.

Von dem hygienischen Vorteil der Regulierung des Grundwasserstandes war schon die Rede.

Durch die Herabsetzung des höchsten Wasserstandes wird man nicht selten grössere Flächen der dauernden wirtschaftlichen Benutzung zuführen können und damit Vorteile für die Uferbesitzer erzielen, welche unter Umständen die Nachteile des höheren normalen Staus mehr als aufwiegen.

Mit der Aufspeicherung des Wassers für Kraftzwecke lassen sich meistens auch Wassermengen für Berieselungszwecke und für Wasserversorgungen etc gewinnen. —

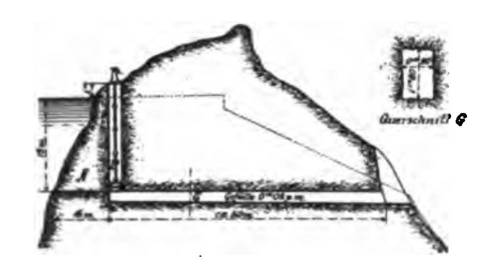
Bei der Feststellung des Stauraumes, den man für die Auffüllung der nutzbaren sekl. Wassermenge bei N.W. zu einer gewünschten Zahl in cbm/sek. gebraucht, sind weiter noch zwei Gesichtspunkte zu beachten, von denen bis jetzt noch nicht die Rede war.

In erster Linie ist hier hervorzuheben, dass man meistens gezwungen sein wird, im Interesse der Fischerei und aus Rücksicht auf Wassernutzungsrechte Dritter, sei es im landwirtschaftlichen Betriebe, sei es für Triebwerke, eine minimale sekl. Wassermenge ständig abfliessen zu lassen, gleichgültig ob bei einem projektierten Werke ein ständiger Kraftbedarf vorliegt oder nicht. Für die Bestimmung dieser minimalen sekl. Wassermenge werden die aus den Wassermengenmessungen und Wasserstandsbeobachtungen gewonnenen und aufgetragenen Kurven der täglichen durchschnittlichen sekl. Abflussmengen die nötigen und sicheren Anhaltspunkte geben, insoweit es sich um Durchschnittswerte handelt. Hierbei wird man aus praktischen Gründen nicht alle täglichen Veränderungen berücksichtigen können,

sprechend zwei Drittel nach Domène geführt werden. In der Nähe des Lac Crozet liegt der Lac Blanc, welcher durch einen Tunnel mit dem Lac Crozet verbunden werden soll. Das Projekt für die Regulierung des Lac Crozet besteht darin, den natürlichen Abfluss durch eine Mauer zu sperren und dadurch den Wasserspiegel um 7,0 m über seine jetzige Höhe zu erheben. Schon 1897 war für eine Wasserkraftanlage in Lancey ein Tunnel angelegt, welcher 24,8 m unter dem bisherigen höchsten Niveau des Sees ausmündet und die Verwendung des Seeinhaltes für Kraftzwecke gestattet. Durch den Stau von 7,0 m glaubt man während der drei Wintermonate, in denen bisher Kraftmangel eintrat, die geringste sekl. Wassermenge auf 300 l/sek. bringen zu können [124]). Bis 1902 war die gewonnene Kraft nur in dem Kraftwerk von Lancey mit einem Nutzgefälle von 500,0 m ausgenützt. Das Projekt sieht aber zwei weitere Krafthäuser (vergl. Abb. 35 u. 36) mit 425,0 und 750,0 m Nutzgefälle vor. Mit 300 l/sek. könnte man in allen drei Krafthäusern rund 5000 PS_e erzeugen. Auch hier sind vor den beiden unteren Kraftanlagen kleinere Ausgleichsbecken vorgesehen, damit dieselben ohne Wasservergeudung bei Beginn des Tagesbetriebes die nötige Wasserreserve so lange vorfinden, bis das Wasser aus dem obersten Krafthause zu ihnen gelangt.

i) Zum Schlusse mag noch kurz das Projekt der Regulierung des Lac de la Girotte erwähnt werden, welches wegen der vorgeschlagenen Art der Ausführung von Interesse ist. Der Doron ist ein kleiner Nebenfluss des Arly, welcher an dem Abhange des Mont Blanc entspringt und unweit von Albertville in die Isère einmündet. Das Vorflutgebiet des Doron bis zum Arly beträgt etwa 280 qkm, die durchschnittliche jährliche Regenhöhe etwa 1750 mm. Der Doron durchfliesst in seinem oberen Laufe den Lac de la Girotte, welcher auf einer Höhe von 1736,0 m über dem Meere liegt und eine Oberfläche von 568000 qm hat. Die regulierende Wirkung dieses Sees zeigt sich bereits darin, dass der Doron bei kleinstem Wasser noch etwa 4 cbm oder rund 14 l/sek./qkm führt. Das Vorflutgebiet des Sees selbst beträgt etwa 4,544 qkm und die durchschnittliche jährliche Regenhöhe in demselben liegt etwa auf 2000 mm. Die Seeufer bestehen aus festen undurchlässigen Felsen. Man hat nun projektiert, von einer Stelle aus, welche ungefähr 70,0 m unterhalb des Ausflusses des Doron aus dem Lac de la Girotte liegt, einen Tunnel nach dem See zu treiben, dessen Scheitel sich 15,0 m unter dem normalen Wasserspiegel des Sees befinden soll. Der bisherige Ausfluss des Sees selbst soll derart reguliert werden, dass kein Wasser selbstätig durch ihn abfliesst, solange dieser normale Wasserspiegel nicht überschritten wird. Auf diese Weise schafft man ein Ausgleichbecken von 8520000 cbm, aus welchem man die niedrigste sekl. Wassermenge des Doron bei der Mündung während 80 Tagen auf etwa 6—7 cbm/sek. bei 24stündigem Betriebe erhöhen kann, indem man je nach den Wassermengen im Flusse selbst, Zuschüsse von 500—3000 l/sek. gibt. Man hat die Ausführung, und das ist das Interessanteste an dem Projekt, so vorgesehen, dass man zunächst den Tunnel G, vergl. Abb. 37, macht, alsdann den Schieberschacht

Abb. 37. Skizze zum Projekt der Regulierung des Lac de la Girotte.



[124]) Das Projekt rührt von dem Industriellen A. Bergès her, welcher den 1902 in Grenoble abgehaltenen Congrès de la Houille Blanche angeregt hat. Ob das Projekt inzwischen ausgeführt wurde, ist dem Verfasser nicht bekannt geworden.

P baut und schliesslich vor dem Schacht das Gebirge bei A von oben beginnend allmählich abbaut, indem man den Wasserstand im See durch den Schacht und den Tunnel immer so weit senkt, als es für die Arbeit jeweilig notwendig ist.

7. Die Untersuchung des Baugrundes.

Alle Vorarbeiten, welche zur Untersuchung des Baugrundes für die Bauwerke notwendig sind, müssen hier als bekannt vorausgesetzt werden. Soweit es im Rahmen dieses Bandes erforderlich erscheint, werden im Kap. III, 1 „Stauwerke", Kap. III, 2 „Werkkanäle" und Kap. III, 6 „Krafthäuser" noch einige diesbezüglichen Mitteilungen gemacht.

Literatur-Angaben zu Kap. I, § 4. Die technischen Vorarbeiten.

Ad 1, 2, 3 u. 4.

Fargue, Études sur la corrélation entre la configuration du lit et la profondeur d'eau dans la rivière à fond mobile. Ann. des ponts et ch. 1868 et 1884.

Sternberg, Untersuchung über das Längen- und Querprofil geschiebeführender Flüsse. Zeitschr. f. Bauw. 1875. S. 483.

Pestalozzi, Die Geschiebebewegung und das natürliche Gefälle der Gebirgsflüsse. Programm der eidgenöss. polytechn. Schule 1878/79.

v. Salis, Das schweizerische Wasserbauwesen. Bern 1883.

v. Hochenburger, Über Geschiebebewegung und Eintiefung fliessender Gewässer. Leipzig 1886.

Opel, Gefällkurven und Querschnittsform der Wasserläufe. Deutsche Bauz. 1886. S. 135 u. 147.

Beiträge zur Hydrographie des Grossherzogtums Baden. Heft III. Karlsruhe 1885.

Sasse, Das Gefällgesetz der Weser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1887. S. 195—196.

Sasse, Die Staukurven des Weserwehres zu Hameln. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888. S. 347—350.

Kindermann, Über den Zusammenhang der Stauhöhe mit dem Oberflächengefälle nach Messungen am Nil. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887. S. 213—216.

Kindermann, Über das Gesetz der Oberflächengefälle in Wasserläufen nach Messungen am Nil. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889. S. 247.

Möller, Das Längenprofil der Flüsse, insbesondere dasjenige des Rheins von Basel bis Mannheim. Deutsche Bauz. 1890. S. 354.

Freytag, Beitrag zur Bestimmung der Stauhöhen in Flüssen (bei Stromverengung). Deutsche Bauz. 1891. S. 380—382.

Bach, Druckhöhenverluste, welche bei der Bewegung des Wassers infolge plötzlicher Querschnittsänderungen entstehen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891. S. 474 u. 569.

G. Hagen, Wasserstände der preussischen Ströme. Zeitschr. f. Bauw. 1881. S. 17—26, und Entgegnung von Wex, Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881. S. 30, 37 u. 88.

Reiter, Über die Wasserverhältnisse der Moldau in den Jahren 1845—1876. Mitteilungen des Arch.- u. Ing.-Ver. im Königreich Böhmen 1881. S. 55—61.

Bühler, Der Einfluss des Waldes auf den Stand der Gewässer. Schweiz. Bauz. 1886. S. 105—107.

Brückner, Tägliche Periode der Wasserführung und Bewegung von Hochfluten in der oberen Rhone. Petermanns geogr. Mitteilungen 1895. Heft VI u. VII.

Hydrologische Jahresberichte der Elbe von der Königl. Elbstrombauverwaltung zu Magdeburg seit 1892.

Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse.

Maas, Über den Eisgang der Elbe. Zeitschr. f. Bauw. 1877. S. 175.

Wex, Eisstoss-Katastrophe bei Wien 1880. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880.

v. Weber, Die Wasserstrassen Nordeuropas. Leipzig 1881. Frostverhältnisse und Kurven der Einfrier- und Auftauzeiten in Schweden.

Deutsche Bauzeitung 1870, S. 16. 1871, S. 111. 1872, S. 22, 30. 1876, S. 69, 141. 1879, S. 502. 1880. S. 8, 31, 42, 49, 62, 176, 352. 1881, S. 107, 189, 570, 587.

Frühling, Über die Festigkeit des Eises. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885. S. 357 u. Zentralbl. d. Bauverw. 1885. S. 306.

Meyer, Kapt., Über Grundeisbildung. Ann. d. Hydrogr. 1891. S. 137.

Mylius, Der Eisaufbruch auf der Mosel von Traben bis Koblenz im Januar 1891. Zentralbl. d. Bauverw. 1891. S. 424.

Eisversetzung des Niagara. Zentralbl. d. Bauverw. 1899. S. 327.

Lieckfeldt, Über Eisbildung. Zentralbl. d. Bauverw. 1902. S. 139—140.

Hydrologische Jahresberichte der Elbe von 1894 bis 1901.

Die Werke des Wasserausschusses über Oder, Elbe, Weser und Weichsel.

J. **Rapp**, Unsere natürlichen Wasserläufe, hydrotechnische Studien von Georg **Lavale**. Weilheim 188[illegible]

Durand-Claye, Das Fortreissen und die Bewegung von Schlamm, Sand und Kies durch die fliessenden Gewässer nach **Vauthier**. Ann. des ponts et ch. 1885. S. 1165—1178.

P. A. **Cornaglia**, Du flot de fond dans les liquides en état d'ondulation. Ann. des ponts et ch. 1881. S. 587 u. ff.

Ad 5.

Frauenholz, Das Wasser mit Bezug auf wirtschaftliche Aufgaben der Gegenwart. München 1881.

Töpfer, Untersuchungen über die Regenverhältnisse Deutschlands. Görlitz 1884.

v. **Möllendorf**, Die Regenverhältnisse Deutschlands. Görlitz 1862.

Hellmann, Grösste Niederschlagsmengen in Deutschland, mit besonderer Berücksichtigung Norddeutschlands. Zeitschr. des Königl. Preuss. statistischen Bureaus 1884. S. 251—261 (vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1885. S. 368).

Dr. G. **Hellmann**, Die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands. I. Die regenreichsten und regenärmsten Gebiete. Meteor Zeitschr. 1886. II. Jährliche Periode der Niederschläge in den deutschen Mittelgebirgen. Meteorol. Zeitschr. 1887.

Dr. W. v. **Bezold**, Ergebnisse der meteorologischen Beobachtungen im Jahre 1885. Herausgegeben vom Königl. Preuss. Meteorol. Institut. Berlin 1887.

W. **Krebs**, Grundwasser-Beobachtungen im elbischen Gebiet. Berlin 1892. Auch Zeitschr. f. Bauw. 1892. S. 407.

P. **Schreiber**, Über registrierende Regenmesser und Pegel. Ziviling. 1895. S. 373.

E. **Hoppe**, Regenmessung unter Baumkronen. Wien 1896. Mitteil. a. d. forstl. Versuchswesen Österreichs. Heft XXI.

P. **Moldenhauer**, Die geographische Verteilung der Niederschläge im nordwestlichen Deutschland. Stuttgart 1896. Forschungen z. deutschen Landes- u. Volkskunde. IX. 5.

Der Oderstrom, sein Stromgebiet und seine wichtigsten Nebenflüsse. Herausgeg. v. Bureau des Wasser-Ausschusses. Berlin 1896.

H. E. de **Bruyn**, Mededeeling over de betrekking tusschen regenval, verdamping en waterafover. s'Gravenhage 1897.

P. **Polis**, Die Verteilung der Niederschläge im südlichen Roergebiet. Jahr 1898.

P. **Polis**, Die Niederschlagsverhältnisse der mittleren Rheinprovinz und der Nachbargebiete. Forsch. z. deutschen Landes- u. Volkskunde. Bd. XII. Heft 1. Stuttgart 1899.

P. **Polis**, Über Entstehung und Verteilung der Niederschläge in der Rheinprovinz. Verh. d. naturh. Ver. d. Rheinlande 1899. S. 31.

Dr. G. **Hellmann**, Prof. in Berlin, Regenkarte der Provinz Schlesien. Berlin 1899.

Dr. G. **Hellmann**, Prof. Geh. Reg.-Rat, Regenkarte der Provinz Ostpreussen. Berlin 1900.

Dr. G. **Hellmann**, Regenkarten der Provinzen Westpreussen und Posen. Berlin 1900.

G. **Hellmann**, Regenkarte der Provinzen Schleswig-Holstein, sowie von Oldenburg, Braunschweig, Hamburg, Bremen und Lübeck. Berlin 1902.

G. **Hellmann**, Regenkarte der Provinz Westfalen, sowie von Waldeck, Schaumburg-Lippe, Lippe-Detmold und dem Kreise Rinteln. Berlin 1903.

G. **Hellmann**, Regenkarte der Provinzen Hessen-Nassau und Rheinland, sowie von Hohenzollern und Oberhessen. Berlin 1903.

Engels, Über die Durchlässigkeit des Bodens für Wasser. Zentralbl. der Bauverw. 1891. S. 229.

Halter, Zur Bestimmung der Hochwassermengen in Bächen und Flüssen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893. S. 533.

Wollny, Untersuchungen über die Verdunstung. Meteorol. Zeitschr. 1896. S. 362 u. 465.

Schreiber, Bestimmung des Abflusses aus Stromgebieten. Zeitschr. f. Gewässerkunde 1899. S. 37—54 und S. 67—80.

H. **Keller**, Die Hochwassererscheinungen in den deutschen Strömen. Jena 1904.

Hollmann, **Woltman**scher Flügel mit hydraulischer Transmission. Zeitschr. f. Bauk. 1881. S. 567—574.

Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau, die hydrometrischen Apparate und Methoden derselben. Leipzig 1881.

v. Wagner, Hydrologische Untersuchungen an der Weser, Elbe, dem Rhein und mehreren kleineren Flüssen, nebst speziellen Mitteilungen über neuere Instrumente. Braunschweig 1881.

Blum, Harlachers hydrometrischer Flügel. Dinglers polyt. Journal 1882. S. 311—316.

Bazin, Über den Gebrauch der Tiefenschwimmer. Ann. des ponts et ch. 1884. I. S. 554—591 und Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884. S. 499—501 u. 513—514.

Röhren von Pitot und Darcy, Flügel von Woltman, Holtboer, Amsler und von Wagner. Prakt. Maschinenkonstr. 1884. S. 415—417.

Schaw, Verbesserter, selbstzeichnender Stromgeschwindigkeitsmesser. Wochenschr. f. Bauk. 1886. S. 57—59.

Eisenlohr, Über die Prüfung hydrometrischer Flügel. Wochenbl. f. Bauk. 1887. S. 145 u. 146.

Bazin, Über das Messen der Geschwindigkeiten mit Hilfe der Darcyschen Röhre. Ann. des ponts et ch. 1887. S. 195—229.

Krüger, Über den Woltmanschen Flügel. Zentralbl. d. Bauverw. 1893. S. 312—315.

Messung der Wasserführung an den Flüssen Ungarns. Ann. d. ponts et ch. 1898. III. S. 287—328.

Lauda, Aichen hydrometischer Flügelinstrumente. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899. S. 125.

Lauda, Der Wassergeschwindigkeits-Indikator. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1902. Heft 18.

Brünings Abhandlung über die Geschwindigkeit des fliessenden Wassers. Frankfurt a. M. 1798. S. 4.

Toricelli, Opuscoli idraulici in den Raccolta d'autori italiani. Bologna 1821/26.

Guglielmini, Della misura dell' acque correnti 1690, wie vorstehend, auszugsweise mitgeteilt in Bossuts 2. Teil seines Lehrbegriffs der Hydrodynamik, deutsch von Langsdorf. Frankfurt a. M. 1792. Bd. 2. S. 443—458.

Grandi, Del movimento dell' acque in den Raccolta d'autori italiani (vergl. Bossut u. Brünings).

Mariotte, Traité du mouvement des eaux 1700. S. 198 ff.

Raucourt, Annales de chimie et physique 1831. S. 93.

Dupuit, Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux courantes. Paris 1848.

Boileau, Traité de la mesure des eaux courantes ou expériences, observations et méthodes concernant les lois des vitesses etc. Paris 1854.

Humphreys u. Abbot, Report upon the physics and hydraulics of the Mississippi. Philadelphia 1861 (deutsch von Grebenau).

Jasmund, Die Einwirkung der Flussohle auf die Geschwindigkeit des fliessenden Wassers. Zeitschr. f. Bauw. 1893.

Ad 6.

Professor Fritz, Zürich, Die fünf grossen Seen Kanadas. Petermanns Mitteilungen. Bd. 28. Jahrgang 1882. S. 57.

Seegrundskarte des Bodensees. Schweiz. Bauz. 1884. S. 127.

Über Seetiefenmessung in der Schweiz. Schweiz. Bauz. 1886. S. 121, 127 u. 133. Siehe auch Schiff 1889. S. 387.

Wetli, Die Bewegung des Wasserstandes des Züricher Sees. Zürich 1885.

Beuteli, Die Niveauschwankungen der dreizehn grösseren Schweizer Seen von 1867 bis 1886. Mitteilungen der naturforschenden Gesellschaft in Bern 1888.

Steudel, Schriften des Vereins für Geschichte des Bodensees. Heft V. 1874.

L. Duparc, Le lac d'Annecy, monographie. Georg et Cie, Genève 1894.

A. Delebecque, Les Lacs francais. Chamerot et Renouard, Paris 1898.

F. A. Forel, Le Léman, monographie limnologique. Rouge. Lausanne 1895.

Bulletins de la Commission de météorologie de la Haute-Savoie. Abry. Annecy.

A. Palaz, Régularisation des eaux de Joux. Bulletin soc. vaud. sc. nat. XXXIII. 124.

Bulletin technique de la Suisse romande. Lausanne 5. juillet 1902.

Ad 7.

E. Kayser, Lehrbuch der allgemeinen Geologie. Stuttgart 1893.

L. Tiefenbacher, Die Rutschungen, ihre Ursachen, Wirkungen und Behebungen. Wien 1880.

A. v. Kaven, Die Rutschungen und Beschädigungen der Böschungen der Erdbauten bei Eisenbahnen und Strassen und die zur Sicherung und Reparatur angewendeten Mittel. Wiesbaden 1883.

L. v. Willmann, Der Erdbau, im Lehrbuch des Tiefbaues, herausgegeben von K. Esselborn. Leipzig 1904. Kap. I. S. 58. Die Erdrutschungen.

Engesser, Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1893. S. 306.
H. **Engels**, Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. Zeitschr. f. Bauw. 1896. S. 410—431.
Brennecke, Der Grundbau. Handbuch der Baukunde. Abt. III. Heft I. Berlin 1887.
Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877. S. 443.
Über die Ergebnisse der Bohrungen, die Untersuchungen über den in der Tiefe zu erwartenden Wasserzudrang und die Versuche über die Tragfähigkeit des Baugrundes beim Bau des neuen Hafens in Cuxhaven. Siehe Zeitschr. f. Bauw. 1898. S. 388 ff.
G. **Hagen**, Handbuch der Wasserbaukunst. I. Teil. 2. Bd. Fundierungen. Berlin 1841. (3. Aufl. 1870.)
M. **Becker**, Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. Stuttgart 1853. S. 205. 4. Aufl. Leipzig 1883.
C. A. **Menzel** und J. **Promnitz**, Die Gründung der Gebäude. Halle 1873.
Franzius, Der Grundbau. Deutsches Bauhandbuch. Bd. III. Berlin 1879.
Gustav Meyer, Der Grundbau unter Ausschluss der Druckluftgründungen. Fortschr. der Ing.-Wissensch. I. Gruppe. 2. Heft. Leipzig 1896.
L. v. **Willmann**, Grundbau. II. Kap. des Lehrbuches des Tiefbaues, herausgegeben von K. **Esselborn**. Leipzig 1904.
H. **Lückemann**, Der Grundbau. Berlin 1906.

---

§ 5. Die wirtschaftlichen Vorarbeiten.

Die Betrachtungen über wirtschaftliche Vorarbeiten sollen sich erstrecken auf: 1. Anlagekosten, 2. Betriebskosten von Wasserkraftanlagen, 3. Vergleich von Wärmekraftanlagen mit Wasserkraftanlagen, 4. Betriebskosten von Wasserkraftanlagen mit Reserven in Wärmekraft-Maschinen, 5. Feststellung des Kraftbedarfs und die Rentabilitätsberechnungen.

1. Die Anlagekosten.

Selten werden die Verhältnisse bei einem Projekte von vornherein so klar liegen, dass nur eine einzige Lösung für den Ausbau der Wasserkraftanlage in Frage kommt, vielmehr werden fast immer mehrere verschiedene Lösungen möglich erscheinen, und es wird die Aufgabe des Ingenieurs sein, die beste herauszufinden.

Die erste und wichtigste Frage, welche eine Entscheidung erheischt, ist die, für welche sekl. Wassermenge man den Werkkanal und das Druckrohr, sowie die Turbinenanlage einrichten soll. Hierbei sind die Dauerlinien der sekl. Wassermengen zu Rate zu ziehen und die Anlagekosten mit der aus dem voraussichtlichen Kraftbedarf erzielbaren Einnahme in das richtige Verhältnis zu bringen. Es können dann weiter, um einige Beispiele zu nennen, die behördlichen Vorschriften und die Rücksichten auf die Anlieger verschiedene Stauhöhen an einem Wehre zulassen, und wenn dann der Baugrund keine Beschränkungen auferlegt, so kann nur der wirtschaftliche Wert für die eine oder die andere Lösung mit mehr oder weniger hohem Stau den Ausschlag geben Nicht selten hat man sich zu entscheiden, ob man das vorhandene Gefälle in einer Stufe oder in mehreren ausnützen soll; ob man mit einem langen Werkkanal ein grösseres Gefälle erreichen, oder ob man sich zweckmässiger mit einem kurzen und billigeren Kanal und entsprechend kleinerem Gefälle begnügen soll, ob eine Aufspeicherungsanlage wirtschaftlich zweckmässig ist, und wenn ja, in welcher Grösse usf. Die Praxis bietet eine unendliche Mannigfaltigkeit der Aufgaben und mannigfaltig sind auch die Lösungen, welche vom rein technischen Standpunkte aus gefunden und vertreten werden können, aber es wird für jede Aufgabe immer nur eine wirtschaftlich beste Lösung geben. Um den wirtschaftlichen Wert einer Lösung beurteilen zu können, ist

in erster Linie die Aufstellung eines Kostenanschlages notwendig. Es kann hierfür ein überschläglicher Kostenanschlag genügen, da Zeit- und Geldopfer zu gross sein würden, wollte man die verschiedenen Lösungen in allen Einzelheiten vor der Auswahl durcharbeiten. Überschlägliche Kostenanschläge sind aber unbedingt erforderlich und sie können auf Grund genereller Projektskizzen angefertigt werden. In manchen Staaten, wie z. B. Italien (vergl. S. 57) werden auch bei Einreichung des Konzessionsgesuches Kostenanschläge verlangt. Bei Anfertigung überschläglicher Kostenanschläge schleichen sich nun erfahrungsgemäss leicht, namentlich bei Ingenieuren, denen eine grössere Erfahrung auf diesem Spezialgebiete fehlt, recht erhebliche Fehler ein, und es wäre deshalb sehr wünschenswert, wenn dem Bauingenieur zur Erleichterung seiner Aufgabe Einheitszahlen für die Kosten pro PS_e zur Verfügung stünden, welche aus einer grossen Anzahl ausgeführter Anlagen herzuleiten wären. Mit Hilfe derselben könnte er dann die von ihm überschläglich ermittelten Kosten sowohl der Gesamtanlage, als auch der einzelnen, in Gruppen zusammengefassten Bauteile vergleichen und kontrollieren. Indessen sind erstens die Kosten pro Krafteinheit, namentlich für den wasserbaulichen Teil, je nach der Örtlichkeit, nach der sekl. Wassermenge und nach dem Gefälle ausserordentlich verschieden und zweitens ist es zurzeit bei dem geringen greifbaren Zahlenmaterial über ausgeführte Anlagen noch unmöglich, einigermassen zuverlässige Annäherungswerte für die Kosten abzuleiten. Die allgemeine Erfahrung lehrt, dass im grossen Durchschnitt die Kosten pro PS_e für eine bestimmte Gefällstufe mit der Grösse der sekl. Wassermenge und für eine bestimmte sekl. Wassermenge mit der wachsenden Grösse des Gefälles abnehmen. Das leuchtet auch ohne weiteres ein, wenn man überlegt, dass z. B. die Ausführung eines Kanals mit einem Querschnitt von 10,0 qm benetzter Fläche nicht das Doppelte kostet, als eines solchen von 5,0 qm; ferner dass die Reibungsverluste in einem Querschnitt um so kleiner werden, je grösser das Verhältnis von wasserberührtem Querschnitt zum benetzten Umfang wird, infolgedessen also bei gleichem Gefälle der Querschnitt von 10,0 qm mehr als die doppelte Wassermenge des Querschnitts von 5,0 qm abführt. Ebenso liegt auf der Hand, dass die Anlagekosten pro Einheit bei wachsendem Gefälle kleiner werden müssen, weil nach der Formel:

$$N = \frac{Q \,.\, H \,.\, 1000}{75} \cdot \frac{75}{100}$$

bei gleicher Leistung die sekl. Wassermenge Q um so kleiner werden kann, je grösser das Gefälle H in m wird. Dass aber mit der Verkleinerung der Querschnitte für die wasserführenden Bauteile die Kosten im grossen Durchschnitt abnehmen müssen, versteht sich von selbst. Die Benutzung des zurzeit leider noch recht kleinen Zahlenmaterials über Kosten von Wasserkraftanlagen wird überdies dadurch sehr erschwert, dass dasselbe einmal ganz verschieden gruppiert ist, will sagen, dass die angegebenen Zahlen ganz verschiedene Gruppen von Bauteilen in sich schliessen und zweitens dadurch, dass die Angaben über die Leistung einer Wasserkraftanlage durchaus nicht auf gleicher Grundlage beruhen. Es wird zwar meistens als Leistung einer Wasserkraft, auch wenn es nicht noch besonders gesagt ist, diejenige verstanden. welche an den Turbinenwellen abgegeben wird, aber es macht natürlich für die Preisermittelung pro Einheit noch einen sehr grossen Unterschied, ob man für die Berechnung der Kraftleistung die 355tägige oder eine neunmonatliche oder eine sechsmonatliche sekl. Wassermenge oder schliesslich einfach die in Turbinen installierte Leistung zugrunde legt. Hierin müsste vor allen Dingen zunächst einmal eine gewisse Einheitlichkeit erzielt werden und ein Ingenieur sollte niemals von Kosten einer Wasserkraftanlage

pro PS_e sprechen, ohne gleichzeitig die Grundlage für die Berechnung der Leistung anzugeben.

Würde man einheitlich geordnetes Zahlenmaterial von einer grossen Anzahl von Wasserkraftanlagen sammeln können[1]), so würde man wahrscheinlich in die Lage kommen, für die verschiedenen Gefällstufen Zahlentafeln aufzustellen, oder Kurven aufzuzeichnen, welche das durchschnittliche Mass der Abhängigkeit der Kosten pro PS_e von der sekl. Wassermenge und dem Gefälle erkennen lassen würden. Es soll deshalb an dieser Stelle ein Vorschlag versucht werden, wie das Zahlenmaterial gesammelt und geordnet werden könnte, um zu brauchbaren, überschläglichen Angaben über Kosten pro Einheit von Wasserkraftanlagen zu gelangen. Zunächst fragt es sich, ob man nach der sekl. Wassermenge oder nach dem Gefälle einteilen soll. Als sekl. Wassermenge würde diejenige zu wählen sein, für welche Werkkanal und Druckrohr bei voller normaler Füllung projektiert sind, wobei ausnahmsweise Zustände wie z. B. Überfüllungen des Werkkanals und Betrieb mit allen Turbinen einschliesslich der Reserven u. dergl. ausser Acht zu lassen wären. An sich ist es nicht von grossem Belang, welche von den beiden Einteilungen gewählt wird, es verdient aber die Gruppierung nach dem Gefälle doch wohl den Vorzug, weil das Gefälle in weiteren Grenzen schwankt (von 1,0 m bis 1000,0 m) als die sekl. Wassermenge[2]). Auch ist der Einfluss, den das Gefälle auf die Kosten pro PS_e hat, grösser als der Einfluss der Wassermenge. Vergleicht man z. B. die Kosten einer Wasserkraftanlage A von 2000 PS_e mit 20 cbm/sek. und 10,0 m Gefälle mit den Kosten zweier Anlagen von 4000 PS_e, von denen die eine B 40 cbm/sek. bei 10,0 m Gefälle und die andere C 20 cbm/sek. bei 20,0 m Gefälle verfügbar hat, so wird man finden, dass die Kosten pro Einheit bei der Anlage C gegen A viel stärker abnehmen, als die Kosten der Anlage B. Bei der Anlage B muss die Leistungsfähigkeit des Werkkanals und der Druckrohre in cbm/sek. verdoppelt werden, was die Gesamtkosten, wenn auch gewiss nicht verdoppelt, so doch erheblich beeinflusst. Bei der Anlage C dagegen könnte unter Umständen der Werkkanal ganz das gleiche Profil behalten, nur das Druckrohr würde entsprechend länger und stärker und die Turbinen entsprechend stärker im Material zu machen sein.

Hat man sich für die Gruppierung nach dem Druckgefälle entschieden, so fragt es sich noch, welche Gefällszahl von denen zu wählen ist, zwischen denen das Gefälle während des Jahres schwankt. Nähme man das höchste Druckgefälle, welches an fliessendem Wasser meistens mit N.W., also mit kleinen sekl. Wassermengen, bei Anlagen an Talsperren und Seen dagegen mit den höheren Wasserständen in dem Staubecken oder dem See, also mit den grösseren sekl. Wassermengen zusammenfällt, so würde man sehr viel grössere Leistungen herausrechnen, als dem Werke für die Bewertung zukommen. Im ersten Falle würde die errechnete Leistung meistens überhaupt nicht erzielbar sein, im zweiten Falle nur ausnahmsweise. Nimmt man dagegen das niedrigste Druckgefälle, welches bei Anlagen an fliessenden Wasser meistens mit dem höchsten Wasserstande, also mit der grössten sekl. Wassermenge, bei Anlagen an Talsperren und Seen mit dem niedrigsten Wasserstande im Staubecken, und mit der kleinsten sekl. Wassermenge im Flusse zusammenfällt, so würde ungefähr das Umgekehrte der Fall sein. Man müsste also für eine solche Sammlung und Ordnung von Zahlenmaterial ein

[1]) Wenn man auch nur von 10 % der neueren und wichtigeren europäischen und amerikanischen Anlagen zuverlässige Zahlen erhalten könnte, so würde man schon mehrere Hundert Beispiele haben und das würde für den Anfang schon vollkommen genügen.

[2]) Die sekundl. Wassermenge von 900 cbm, für welche der Werkkanal bei der Anlage Sault St. Marie ausgebaut ist, gehört gewiss zu den Ausnahmen, während man Gefälle von 920,0 m wie bei Vouvry und mehr im Hochgebirge noch häufiger findet.

mittleres Druckgefälle wählen. Als solches erscheint das Druckgefälle, welches der sechsmonatlichen sekl. Wassermenge entspricht, das am meisten zu empfehlende, weil es die Dauer mitberücksichtigt, und weil man auch in der Mehrzahl der Fälle Werkkanal und Druckrohr für eine sekl. Wassermenge projektieren wird, welche dem durchschntl. sechsmonatl. Wasser am nächsten liegt. Aus der sekl. Wassermenge, für welche Werkkanal und Druckrohr projektiert sind und dem Druckgefälle bei sechsmonatlichem Wasser ergäbe sich dann die bei Berechnung der Kosten pro PS_e zugrunde zu legende Leistung der Anlage. Eine andere Lösung wäre allerdings noch, ein für allemal zur Berechnung der Einheitskosten die Gesamtleistung der im Krafthause installierten Turbinen zugrunde zu legen. Indessen bildet hierbei doch die Grösse der gewählten Reserve ein sehr schwankendes Moment, welches zu unzutreffenden Vergleichen führen muss und es verdient daher wohl der obige Vorschlag den Vorzug.

Was nun die Einteilung der Gruppen nach dem Druckgefälle betrifft, so würden zweifellos die Stufen bei den kleinen Gefällen kleiner, bei den grösseren Gefällen allmählich wachsend zu nehmen sein, weil die Wasserkraftanlagen bei kleinem Gefälle sehr teuer werden und infolgedessen die absoluten Unterschiede in den Kosten pro Einheit auch bei kleinen Gefällzunahmen schon wesentlich sind. Aus der nachstehenden Tabelle I wird sich ergeben, dass bei der teuersten Anlage (Jonage-Cusset-Lyon) (Gefälle 8,5—13,0 m) der dort aufgeführten die Kosten pro PS_e der sogenannten „mittleren Nutzleistung“ Mk. 1564,8, bei der billigsten Anlage (Novalesa) mit einem Gefälle von zusammen 858,80 m nur 167,8 Mk. ausmachen. Man sieht ferner, dass die Kosten pro Einheit bei wachsender Druckhöhe innerhalb der kleineren Gefälle viel schneller abnehmen, als bei grösseren Gefällen. Es wird deshalb vorgeschlagen, eine erste Gruppe zu bilden, welche alle Anlagen mit Gefällen bis zu 2,0 m in sich schliesst, alsdann bis zu 10,0 m Gefälle die Gruppen von 2,0 zu 2,0 m, bei 10,0 bis 50,0 m die Gruppen von 5,0 m zu 5,0 m, bei 50,0 bis 100,0 m die Gruppen von 10,0 m zu 10,0 m, zwischen 100,0 und 200,0 m die Gruppen von 25,0 m zu 25,0 m, zwischen 200,0 und 500,0 m die Gruppen von 50,0 zu 50,0 m, zwischen 500,0 und 1000,0 m die Gruppen von 100,0 m zu 100,0 m abzustufen. Hiernach würde sich die nachstehende Gruppeneinteilung ergeben.

I.	Gefälle	von	1,0	bis	2,0	m	XVIII.	Gefälle	von	90,1	bis	100,0	m
II.	„	„	2,1	„	4,0	„	XIX.	„	„	100,1	„	125,0	„
III.	„	„	4,1	„	6,0	„	XX.	„	„	125,1	„	150,0	„
IV.	„	„	6,1	„	8,0	„	XXI.	„	„	150,1	„	175,0	„
V.	„	„	8,1	„	10,0	„	XXII.	„	„	175,1	„	200,0	„
VI.	„	„	10,1	„	15,0	„	XXIII.	„	„	200,1	„	250,0	„
VII.	„	„	15,1	„	20,0	„	XXIV.	„	„	250,1	„	300,0	„
VIII.	„	„	20,1	„	25,0	„	XXV.	„	„	300,1	„	350,0	„
IX.	„	„	25,1	„	30,0	„	XXVI.	„	„	350,1	„	400,0	„
X.	„	„	30,1	„	35,0	„	XXVII.	„	„	400,1	„	450,0	„
XI.	„	„	35,1	„	40,0	„	XXVIII.	„	„	450,1	„	500,0	„
XII.	„	„	40,1	„	45,0	„	XXIX.	„	„	500,1	„	600,0	„
XIII.	„	„	45,1	„	50,0	„	XXX.	„	„	600,1	„	700,0	„
XIV.	„	„	50,1	„	60,0	„	XXXI.	„	„	700,1	„	800,0	„
XV.	„	„	60,1	„	70,0	„	XXXII.	„	„	800,1	„	900,0	„
XVI.	„	„	70,1	„	80,0	„	XXXIII.	„	„	900,0	„	1000,0	„
XVII.	„	„	80,1	„	90,0	„							

Entwurf zu einem Formular für die Sammlung von Zahlenmaterial für A

Laufende Nr.	Bezeichnung der Anlage	Sekl. Wassermenge in cbm				Druckgefälle an den Turbinen				Leistung in PS. an den Turbinenwellen $Q_3 \cdot H_3 \cdot 10$	Art und Anzahl der installierten Turbinen mit Angabe der Ausführungszeit	Umdrehungszahl in der Minute	Gesamtleistung der installierten Turbinen in PS.	Kosten in Mark					
														für Vorarbeiten		für Grunderwerb		für Konzession	
		Q 355 tägig	Q_1 9 monatlich	Q_2 6 monatlich	Q_3 f. welche Werkkanal u. Druckrohr projektiert sind	H bei 355 tägig. Q	H_1 bei 9 monatlich Q_1	H_2 bei 6 monatlich. Q_2	H_3 kleinstes Gefälle					a) im ganzen	b) pro PS. nach Spalte 5	a) im ganzen	b) pro PS. nach Spalte 5	a) im ganzen	b) pro PS. nach Spalte 5
1	2	3				4				5	6	7	8	9		10		11	
1	A	1,0	2,0	4,0	4,0	33,0	32,5	30,5	30,0	1 220	2 à 660 2 à 330 Francis-Gehäuse-Turbinen 1901—1903	350 550	1 980	24 400	20	12 200	10	36 600	3[illegible]
2	B	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	C	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	D	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	E	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	F	12,0	20,0	36,0	36,0	34,0	33,0	31,0	30,0	11 160	7 à 2 100 Francis-Gehäuse-Turbinen 1897—1899	187	14 700	390 600	35	200 880,0	18,0	44 6400,0	40[illegible]
7	G	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	H	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	I	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	K	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Bei der Sammlung von Zahlenmaterial wäre ferner Gewicht darauf zu legen, möglichst die 355 tägigen, neunmonatlichen und die sechsmonatlichen sekl. Wassermengen mit anzugeben, ebenso die verschiedenen Gefälle, damit man erkennt, in welchem Verhältnisse die sekl. Wassermengen, für welche Wasserhaltung und Wasserführung ausgebaut sind, zu der ständigen Wassermenge stehen und damit auch die Kosten pro Einheit der 355 tägigen, neunmonatlichen und sechsmonatlichen Leistungen im Bedarfsfalle ermittelt werden können. Diese Ermittelungen sind oft für die Bewertung einer Wasserkraft von grösster Wichtigkeit.

Obenstehend ist der Entwurf für ein Formular gegeben, nach welchem das Zahlenmaterial einer Gruppe gesammelt werden könnte. In den Spalten 6, 7 und 8 sind Angaben über die Art, Anzahl, Umdrehungszahl und Gesamtleistung der installierten Turbinen verlangt, damit man danach den Einheitspreis der Turbinenanlage beurteilen kann. Wichtig scheint auch die Angabe der Ausführungszeit, um in der Lage zu sein, die obwaltenden Preiskonjunkturen für Löhne und Material mit zu berücksichtigen. Zu den Spalten 9—11 wäre nichts Besonderes zu erwähnen, weil sich die vorgeschlagene Einteilung von selber ergibt. Freilich wird oft eine Trennung zwischen Konzession und Grunderwerb nicht, oder doch nur schätzungsweise möglich sein, wenn Grunderwerb und

lagekosten von ausgebauten Wasserkräften (Gruppe X, Gefälle von 30,1—35,0 m).

Kosten in Mark											
für Wehr, Werkkanal u. Druckrohre, einschl. Vorbecken, Druckkammer, Rechen, Schützen, Schieber, Wege, Zufuhrstrassen, Brücken u. einschl. etwaiger Sammelbecken		des Krafthauses, einschliesslich der Transformatorenräume, Werkstätten, Wohnungen etc.			der Turbinenanlage einschliessl. der selbsttätigen Regler, der Anschlussleitungen. vom Stutzen des Hauptdruckrohres an, aller Erregerturbinen, Pumpen u. sonstigen Hilfsanlagen, sowie des Laufkrans			der Gesamtanlage Spalte 9 bis 14			Bemerkungen
a) im ganzen	b) pro PS. nach Spalte 5	a) im ganzen	b) pro PS. nach Spalte 5	c) pro PS. nach Spalte 8	a) im ganzen	b) pro PS. nach Spalte 5	c) pro PS. nach Spalte 8	a) im ganzen	b) pro PS. nach Spalte 5	c) pro PS. nach Spalte 8	
12		13			14			15			16
610 000,0	500,0	79 300,0	65,0	40,05 Zwei Wohnungen und Werkstatt im Krafthause.	82 500	67,62	35 für die zwei grossen Turbinen 55 für die zwei kleinen Tnrbinen	845 000,0	692,62	426,77	
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3 906 000,0	350,0	390 600,0	35,0	25,89 Wohnung des Maschinenmeisters und eines Maschinisten im Anbau. Transformatorenraum von — qm Grundfläché im Krafthause.	294 000	26,34	20	5 628 480,0	504,84	382,88	Werkkanal hat — qm benetzten Querschnitt und - km Länge und war gleichzeitig zur Abgabe von 5 cbm/sek. für Berieselungszwecke einzurichten.
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Konzession, bezw. Nutzungsrecht als untrennbares Ganzes erworben sind. In Spalte 12 ist die ganze Wasserfassung und Wasserführung zusammengefasst. Wollte man hier noch weiter treunen, so würde die Schwierigkeit in der Beschaffung des Materials sehr vergrössert und die Vergleichbarkeit statt verbessert, nur beeinträchtigt werden. Man könnte allerdings einwenden, dass es zweckmässiger wäre, die Druckrohre für sich zu behandeln. Indessen es ist oft nur eine Frage der Kosten, von wo ab man den Werkkanal aufhören und das Druckrohr beginnen lassen will. Ausserdem scheint es doch jedenfalls für den ersten Versuch zur Sammlung von Material im grösseren Umfange auch empfehlenswert, nicht zwischen Anlagen mit Schachtturbinen und Anlagen mit Gehäuseturbinen zu unterscheiden. Eine Unterteilung und Spezialisierung des Formulars bleibt besser für später vorbehalten, wenn erst ein umfangreicheres Material für die Hauptbauteile vorliegt. In der Spalte 13, „Kosten des Krafthauses" werden die Kosten für alle Nebengebäude, wie Werkstätten, Wohnungen, Transformatorenraum etc., welche mit dem Krafthause zusammenhängen oder in dessen Räumen untergebracht sind, eingeschlossen, und es könnte durch kleine Notizen Zahl und Umfang solcher Nebenräume kenntlich gemacht werden, welche zu dem Krafthause der betreffenden Anlage gehören.

In der Spalte 14 „Kosten der Turbinenanlage“ sind die Kosten der gesamten Turbinenanlage, einschliesslich aller Hilfsturbinen und Apparate, Pumpen etc. zusammengefasst und der Preis ist für die betriebsfertige Anlage anzugeben. Mitunter werden zwar die Anschlussleitungen der Turbinen von dem Lieferanten des Druckrohres mitgeliefert, meistens indessen gehört die Anschlussleitung zur Lieferung des Turbinenbauers, und es dürfte die meiste Aussicht bestehen, gutes vergleichbares Material zu erhalten, wenn man die ganze Anlage ohne weitere Unterteilung zusammenfasst. Der Einfachheit halber ist auch der Laufkran mit hineingerechnet, denn es macht auf den Einheitspreis der Turbinenanlage wenig aus, wenn wirklich bei einer oder der anderen Anlage die Preisangabe für diesen Bauteil fehlen sollte.

Im Kap. III 6A Krafthäuser, Baulicher Teil werden einige Preise für Laufkräne etc. mitgeteilt.

In Spalte 15 „Kosten der Gesamtanlage“ sollen die Kosten der Spalten 9 bis 14 zusammengefasst werden. Es sind absichtlich alle elektrischen Teile herausgelassen, weil dadurch die Sammlung des Materials noch mehr erschwert würde, und weil sich überdies hierfür aus den bereits organisierten Statistiken der Elektrizitätswerke brauchbares Material finden lässt. In die Rubrik Bemerkungen würden dann besondere Umstände, wie z. B. schlechter Baugrund oder die Verpflichtung, den Werkkanal für die Schiffahrt mit auszubauen, oder die Anlage von Stauweihern, Talsperren, Seeregulierungen und dergleichen einzutragen sein.

Würde es gelingen für jede Gruppe die Zahlen von auch nur 10 Anlagen zu sammeln, so dürfte man schon in die Lage kommen, eine gewisse Gesetzmässigkeit für die Einheitspreise zu erkennen und zwar ihre Abhängigkeit von dem Gefälle, durch den Vergleich der Durchschnittswerte der einzelnen Gruppen, und ihre Abhängigkeit von der sekl. Wassermenge, durch den Vergleich der einzelnen Anlagen innerhalb einer Gruppe. Man könnte dann für jede Gruppe graphische Masstäbe auftragen, wobei die sekl. Wassermengen als Abszissen und die Kosten pro PS_e als Ordinaten aufzutragen wären, nach welchen auch die Einheitskosten jeder Zwischenstufe angenähert zu ermitteln wären. Selbstverständlich, und das soll noch einmal ausdrücklich hervorgehoben werden, könnten solche Zahlen nur für überschlägige Kostenanschläge Verwendung finden, und ihr Wert könnte nur darin bestehen, die erste Übersicht bei Aufsuchung und Projektierung von Wasserkraftanlagen zu erleichtern und eine gute Kontrolle der auf Grund von Projektskizzen selbständig aufgestellten Kostenüberschläge zu bieten. Jedenfalls würde man unserem wichtigen Arbeitsgebiete neue werbende und treibende Kräfte zuführen und einige Klarheit in einer Frage schaffen, in welcher heute noch eine Menge falscher oder missverstandener Zahlen eine rechte Verwirrung anrichten. Gegenwärtig begegnet man bei dem Bestreben, Zahlenmaterial zu sammeln, noch sehr erheblichen Schwierigkeiten, welche sich aber vermindern dürften, je mehr gleichmässig geordnete Angaben über Anlagekosten veröffentlicht werden.

Um nun zunächst einiges Zahlenmaterial über Anlagekosten von ausgebauten Wasserkräften zu bieten, sind in der nachstehenden Tabelle I die Kosten von 17 Anlagen zusammengestellt. Es muss indessen hierzu bemerkt werden, dass das Zahlenmaterial nicht gleichmässig gruppiert erlangt werden konnte, sondern dass die Bauteile verschieden zusammengefasst waren. Es sind deshalb, um eine einheitliche Gruppierung der Zahlen für alle Anlagen durchzuführen, bei einigen die für die einzelnen

Bauteile gebotenen Zahlen nach Schätzung getrennt und nach dem gewählten Schema verteilt worden. Immerhin waren die Anhaltspunkte für diese Schätzung derartig, dass die Wirklichkeit bei den Kosten für die einzelnen Bauteile auch in diesem Falle erheblich nicht verfehlt sein dürfte. Weil ganz sichere Angaben für das Gefälle bei sechsmonatlichem Wasser nicht bei allen Anlagen erhältlich waren, ist es vorgezogen, die ermittelten Einheitspreise auf die installierte Leistung der Hauptturbinen zu beziehen und als sogenannte „mittlere Nutzleistung" diejenige hinzuzufügen, welche $^2/_3$ der installierten Leistung beträgt. Die letzte Annahme ist allerdings willkürlich, und wenig prägnant, aber als Notbehelf gewählt, weil tatsächlich in vielen Wasserkraftanlagen ungefähr $^1/_3$ der installierten Leistung als Reserve bei mittlerer Kraftleistung angenommen ist, und weil ältere Angaben oft auf die sogenannte mittlere Leistung bezogen sind.

In Spalte 6 geben mit erreichbarer Genauigkeit die Zahlen ad a) die sekl. Wassermengen, für welche Werkkanal und Druckrohre projektiert sind und weiter diejenigen ad b) die sekl Wassermengen, welche, wenigstens angenähert, als 355 tägige angesehen werden können.

Die Tabelle I zeigt zunächst deutlich, dass die Kosten pro Einheit mit dem Wachsen der sekl. Wassermenge und mit dem Gefälle abnehmen, wenn auch einzelne Anlagen wegen besonderer Umstände in erheblicher Weise aus der Reihe herausfallen. Alle in der Tabelle I enthaltenen Werke mit Ausnahme von Nr. 16: „Die Sillwerke der Stadt Innsbruck" sind im Kapitel II beschrieben, und man wird aus diesen Beschreibungen erkennen, weshalb bei einzelnen Werken trotz höheren Gefälles und grösserer sekl. Wassermenge die Kosten höher ausgefallen sind, als bei anderen mit scheinbar weniger günstigen Vorbedingungen. Ganz kurz mögen hier zur vorläufigen Orientierung schon einige Hauptgründe für die Erhöhung der Anlagekosten einiger Werke hervorgehoben werden:

1. Jonage-Cusset-Lyon. Es wurde ein Stauweiher von 4000000 cbm Inhalt angelegt. Die Bauausführung war ungemein schwierig und einige wichtige Teile des Werkkanals sind wegen schwerer Beschädigungen, welche während der Probefüllung eintraten, doppelt gemacht. Der Werkkanal musste für die Schiffahrt eingerichtet und mit sehr kostspieligen Schleusen versehen werden. Namentlich bei dem Krafthause waren die Fundierungsarbeiten besonders schwierig und teuer. Die Kosten für Vorarbeiten, Konzession und Grunderwerb sind ungewöhnlich hoch.

2. Lechwerk Gersthofen. Es ist ein Stauweiher mit 500000 cbm Inhalt angelegt. Der Werkkanal musste für die Schiffahrt eingerichtet und mit Schleusen versehen werden.

3. Avignonnet. Durch verschiedene Hochwässer ist der Bau der Talsperre sehr verzögert worden und schwierige Arbeiten sind doppelt ausgeführt.

4. Bergamasca. Durch die Zerstörung des ersten Wehres ist eine grosse Verzögerung in der Fertigstellung der Arbeiten verursacht. Eine Reihe von Anlagen mussten doppelt gemacht werden.

5. Kanderwerk. Es ist ein Stauweiher von 170000 cbm Inhalt angelegt.

6. Kubelwerk. Zu der Anlage gehört ein grosser Stauweiher von 1466500 cbm Inhalt.

Die billigste Anlage ist die Nr. 17: Novalesa an der Cenischia, bei welcher die ganze hydrauliche Anlage nur 112,0 Mk. pro PS_e der installierten Leistung und 167,8 Mk. der sogenannten mittleren Nutzleistung kostet. Die Anlage wäre wahrscheinlich noch billiger geworden, wenn man sich entschlossen hätte, das ganze Gefälle von 858,80 m in einer Stufe auszunützen.

Besonders hingewiesen mag werden auf die Kosten pro Einheit für Vorarbeiten, Grunderwerb und Konzession, weil sich vielfach ganz

Tabelle I.

Kosten von

Bezeichnung des Werkes	Art und Anzahl der installierten Turbinen mit Angabe der Ausführungszeit für die Gesamt-Anlage	Umdrehungszahl in der Minute	Gesamtleistung der install. Turbinen in PS.	Mittlere Nutzleistung des Kraftwerkes in PS. (angenommen zu $^2/_3$ von Spalte 4)	Druckgefälle in den Turbinen in m, und die sekl. Wassermengen in cbm, a) für welche Wasserfassung und Werkkanal eingerichtet sind und b) welche ständig (355-tägig) vorhanden sind	Kosten in Mark – für Vorarbeiten, Grunderwerb und Konzession – im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	Kosten in Mark – für Vorarbeiten, Grunderwerb und Konzession – pro PS. der install. Leistung nach Spalte 4	Kosten in Mark – für Vorarbeiten, Grunderwerb und Konzession – pro PS. der mittleren Nutzleistung nach Spalte 5
1	2	3	4	5	6	7		
1. Marbach-Stuttgart	1897—1900 4 stehende Francisturbinen mit Kammradübertragung à 800 PS.	35,70	1 200	800	2,7 m bis 3,2 m a) 40 b) 12,5	270 000 29,0 %	225,0	337,5
2. Chèvres	1893—1896 5 stehende Konus-Turbinen à 1200 PS. 10 stehende Francisturbinen à 1 200 PS.	80 120	18000	12 000	4,8 m bis 8,5 m a) 250 b) 120	375 800 12,13 %	20,8	31,3
3. Turbigo	1903—1904 5 liegende Schachtturbinen à 1500 PS.	125	7 500	5 000	8,2 m a) 72 b) 50	562 100 16,78 %	74,9	112,4
4. Jonage-Cusset-Lyon	1892—1902 8 stehende Francisturbinen à 1 200 PS. 8 à 1 350 PS.	120	20 400	13 600	8,5 m bis 13,0 m a) 150 b) 100	3 209 000 15,08 %	157,3	235,9
5. Lechwerk Gersthofen	1899—1902 5 liegende Schachtturbinen à 1 500 PS.	96	7 500	5 000	8,0 m bis 10,0 m a) 60 b) 24	1 385 300 23,92 %	184,7	277,0
6. Pont St. Martin	1899—1901 5 liegende Schachtturbinen à 1000 PS.	187	5 000	3 333	11,0 m bis 14,0 m a) 40 b) 18	418 000 82,18 %	83,6	125,4
7. Hafslund	1897—1899 1901—1902 6 stehende Gehäuse Jonvalturbinen à 1 400 PS. 4 stehende Francis-Gehäuse-Turbinen à 2050 PS.	143 150	16 600	11 066	16,5 m bis 18,0 m a) 130 b) 50	440 000 14,9 %	26,5	39,8
8. Avignonnet	1899—1902 7 liegende Gehäuseturbinen à 1 750 PS.	250	12 250	8 176	18,0 m bis 23,0 m a) 40 b) 17	1 223 200 26,08 %	99,8	149,6
9. Bergamasca	1898—1901 1902—1903 1 liegende Gehäuseturbine à 400 PS. 3 desgl. à 600 PS. 1 „ à 800 PS.	300 230	3 000	2 000	24,0 m bis 27,5 m a) 13,23 b) 7	343 800 23,30 %	114,6	171,9
10. Fure et Morge	1900—1903 5 liegende Gehäuseturbinen à 1350 PS.	300	6 750	4 500	25,0 m bis 30,0 m a) 25 b) 17	492 750 19,0 %	73,0	109,5

Tabelle I.

Wasserkraft-Anlagen.

Kosten in Mark												
für Wehr- und Kanalanlage, einschl. Rechen, Schützen, Druckrohrleitung, Wege, Zufuhrstrassen, Brücken und einschliessl. etwaiger Sammelbecken			des Krafthauses			der Turbinenanlage, einschliessl. selbstwirkender Regler und Laufkran			der Gesamtanlage ad 7 bis 10			Bemerkungen
im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung n. Spalte 4	pro PS. der mittleren Nutzleistung n. Spalte 5	im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung n. Spalte 4	pro PS. d. mittleren Nutzleistg. n. Spalte 5	im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung n. Spalte 4	pro PS. d. mittleren Nutzleistg. n. Spalte 5	im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung n. Spalte 4	pro PS. der mittleren Nutzleistung n. Spalte 5	
8			9			10			11			12
350 000 37,6 %	291,7	437,50	120 000 12,9 %	100	150	190 000 20,5 %	158,3	237,5	930 000 100 %	775,0	1 162,5	Altes Wehr war im Neckar verhanden. Diese Kosten sind also nicht mitbeberücksichtigt. Werkkanal 770,0 m lang.
898 900 28,99 %	49,9	74,9	1 042 000 33,62 %	57,9	86,8	783 000 25,26%	43,5	65,25	3 099 700 100 %	172,2	258,3	Gefälle ganz durch das unmittelbar am Krafthause gelegene Wehr gewonnen.
2 452 000 73,16 %	326,9	490,4	187 500 5,59 %	25,0	37,5	150 000 4,47 %	20,0	30,0	3 351 600 100 %	446,9	670,3	Werkkanal 6200,0 m lang, ist für Schiffahrt eingerichtet. Nadelwehr im Naviglio.
13 666 000 64,21 %	669,9	1 004,8	3 439 000 16,16 %	168,5	252,9	968 000 4,55 %	47,4	71,2	21 282 000 100 %	1 043,3	1 564,8	Kein Wehr, Werkkanal 18 845,0 m lg. Ungewöhnlich schwierige Gründungsarbeiten.
3 750 000 64,74 %	500,0	750,0	225 000 3,88 %	30,0	45,0	432 200 7,46 %	57,6	86,44	5 792 500 100 %	772,3	1 158,5	Wehr im Lech, Werkkanal 7 250,0 m lg. Der Werkkanal ist für Schiffahrt eingerichtet. Stauweiher.
608 800 46,87 %	121,7	182,6	161 500 12,43 %	32,3	48,4	110,500 8,51 %	22,1	33,2	1 298 800 100 %	259,7	389,6	Wehr in der Dora Baltea Werkkanal ca. 1320,0 m lang.
752 500 25,48 %	45,3	68,0	830 000 28,11 %	50,0	75,0	930 000 31,5 %	56,0	84,0	2 952 500 100 %	177,8	266,9	Kein Wehr, Abzweigung des kurzen, in gesunden Felsen ausgeschnittenen Werkkanals vor einem Wasserfall.
2 934 000 62,45 %	239,5	358,9	295,700 6,29 %	24,2	36,2	245 000 5,21 %	20,0	29,9	4 697 900 100 %	383,5	574,6	Talsperre und 960,0 m langer Werkkanal. 7 Druckrohre
891 000 60,39 %	297,0	445,5	128 900 8,89 %	41,3	61,95	116 700 7,9 %	38,9	58,35	1 475 400 100 %	491,8	737,7	Je ein Wehr im Brembo u. in der Brembilla. Werkkanal 4000,0 m lang. Ein fast fertiges Wehr wurde vom Hochwasser fortgerissen. Die hierauf entfallenden Koten sind nicht mitberücksichtigt.
1 725 000 66,6 %	255,5	383,3	202 500 7,8 %	30,0	45,0	168 750 6,5 %	25,0	37,5	2 589 000 100 %	383,5	575,3	Wehr, 600,0 m langer Werkkanal und 4700,0 m langes Druckrohr.

Die Längenangaben für die Werkkanäle sind einschliesslich des Unterwasserkanals zu verstehen.

Fortsetzung der Tabelle I.

Bezeichnung des Werkes	Art und Anzahl der installierten Turbinen mit Angabe der Ausführungszeit für die Gesamt-Anlage	Umdrehungszahl in der Minute	Gesamtleistung der install. Turbinen in PS.	Mittlere Nutzleistung des Kraftwerkes in PS. (angenommen zu $^2/_3$ von Spalte 4)	Druckgefälle in den Turbinen in m, und die sekl. Wassermengen in cbm, a) für welche Wasserfassung und Werkkanal eingerichtet sind und b) welche ständig (355-tägig) vorhanden sind	Kosten in Mark für Vorarbeiten, Grunderwerb und Konzession: im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung nach Spalte 4	pro PS. der mittleren Nutzleistung nach Spalte 5
1	2	3	4	5	6	7		
11. Vizzola	1897—1899 10 liegende Gehäuse-Francis-Turbinen à 2000 PS.	187	20 000	13 333	25,0 m bis 28,0 m a) 70 b) 55	1 565 600 22,84 %	78,3	117,4
12. Morbegno	1899—1902 4 liegende Gehäuse-Francis-Turbinen à 2000 PS.	150	8 000	5 333	27,0 m bis 30,0 m a) 25 b) 15	292 000 11,38 %	36,5	54,8
13. Kanderwerk	1898—1899 6 liegende Gehäuseturbinen à 900 PS.	300	5 400	3 600	64,0 m a) 6 b) 2	—	—	—
14. Kubelwerk	1898—1900 4 Pelton-Räder zu 500 PS. 2 " à 1000 PS.	375 300	4 000	2 666	87,0 m bis 92,0 m a) 4 b) 1	688 500 28,7 %	172,1	258,3
15. Urfttalsperre der Rurtalsperren, Gesellschaft m. b. H., Heimbach	1898—1904 8 liegende Gehäuse-Francis-Turbinen à 1500-2000 PS. Tatsächlich aufgestellt sind nur 6 Turbinen	500	12 000	8 000	70,0 m bis 110,0 m a) 11,4 b) 4,40	750 000 13,5 %	62,5	93,75
16. Sillwerke d. Stadt Innsbruck	1901—1903 6 Pelton-Räder à 2500 PS.	315	15 000	10 000	187,0 m a) 8 b) 4	—	—	—
17. Novalesa an der Cenischia	1902—1905 In zwei staffelförmig übereinander gelegenen Zentralen. 10 Freistrahlturbinen von je 1600 PS.	500	16 000	10 666	418,1 m im oberen Krafthause 440,70 m im unteren Krafthause a) 1,4 b) 0,7	—	—	—
18. Durchschnitt	—	—	—	—	—	20,62 %	—	—

Fortsetzung der Tabelle I.

Kosten in Mark												
für Wehr- und Kanalanlage, einschl. Rechen, Schützen, Druckrohrleitung, Wege, Zufuhrstrassen, Brücken und einschliessl etwaiger Sammelbecken			des Krafthauses			der Turbinenanlage, einschliessl. selbstwirkender Regler und Laufkran			der Gesamtanlage ad 7 bis 10			Bemerkungen
im ganzen in Mk und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung n. Spalte 4	pro PS. der mittleren Nutzleistung n. Spalte 5	im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung n. Spalte 4	pro PS. d. mittleren Nutzleistg. n. Spalte 5	im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung n. Spalte 4	pro PS. d. mittleren Nutzleistg. n. Spalte 5	im ganzen in Mk. und in % der Gesamtkosten	pro PS. der install. Leistung n. Spalte 4	pro PS. der mittleren Nutzleistung n. Spalte 5	
8			9			10			11			12
4 519 300 65,91 %	225,9	338,9	324 500 4,73 %	16,2	24,3	446 600 6,52 %	22,3	33,5	6 856 000 100 %	342,8	514,2	Vorhandenes Wehr im Tessin mitbenutzt, dessen Kosten nicht mitberücksichtigt sind. Werkkanal 6 535,0 m lang, ist für Schiffahrt eingerichtet.
1 806 300 70,43 %	225,8	338,7	198 900 7,7 %	24,8	37,2	267 300 10,4 %	33,4	50,1	2 564 500 100 %	320,5	480,9	Wehr in der Adda, Werkkanal 4 920,0 m lang, zum Teil im Tunnel, zum Teil offen.
—	—	—	—	—	—	—	—	—	2 320 000	429,7	644,4	Wehr in der Kander, Kanal zum Teil offen, zum Teil im Tunnel, Stauweiher. 2 Druckrohre.
1 391 580 58,04 % hiervon entfallen allein auf d. Stauweiher 546 750	347,8	521,9	200 000* 8,34 %	50,0	75,0	117 500 4,9 %	29,4	44,0	2 397 580 100 %	599,4	899,3	Beim Krafthause sind 68 900 M. für eine 1000 PS. Dampfreserve abgezogen. Wehr in der Urnäsch, Werkkanal 4 626,0 m lg., im Tunnel, Stauweiher, Druckrohre.
4 300 000 77,5 %	358,3	537,6	250 000 4,5 %	20,8	31,2	250 000 4,5 % für 6 Turbinen	20,8	31,2	5 550 000	462,5	693,7	Die ständig vorhandene Mindestleistung beträgt 4800 PS.
2 050 000	136,6	205,0	209 100 einschl. einiger Nebengebäude	13,9	20,9	—	—	—	—	—	—	Z. d. V. d. I. 1906. Heft 20 S. 753. Für 2 Druckrohre von 120 mm Durchmesser und je ca 340,0 m Länge ist ein geschätzter Pauschalpreis von 100 000 M. eingesetzt. Wehr in der Sill, Kanal im Tunnel 7,5 km lang.
1 231 000 68,73 % hiervon entfallen ca. 665 000 auf die Druckrohre	76,9	115,5	320 000 17,86 %	20,0	30,0	240 000 13,4 %	15,0	22,5	1 791 000 100 %	111,9	167,8	Wehr in der Cenischia, Werkkanal 2341,0 m lang, zum Teil offen, zum Teil bedeckt. Zwei Krafthäuser staffelförmig übereinander.
58,06 %	—	—	11,88 %	—	—	10,7 %	—	—	—	448,3	672,4	

übertriebene Vorstellungen von dem Werte von Wasserkonzessionen gebildet haben. Man sieht aus Tabelle I, dass diese Kosten pro installierte PS_e zwischen 20,8 Mk. bei Chèvres und 225 Mk. bei Stuttgart schwanken. Im letzteren Falle sind mit der Konzession Gebäude, ein ziemlich grosser, für den Ausbau der Wasserkraft nicht unmittelbar benötigter Grundbesitz, sowie wasserbauliche Anlagen erworben, welche an sich schon einen beträchtlichen Wert darstellen. Im Durchschnitt betragen die Kosten Spalte 7 für die 14 Werke, für welche diesbezügliche Angaben gemacht werden konnten rund 100,0 Mk. pro installierte PS_e. Rechnet man die Hälfte der Kosten dieser Spalte auf Vorarbeiten und Grunderwerb, so würde sich im Durchschnitt für die Konzession allein eine Ausgabe von 50,0 Mk. pro im Krafthaus installierte PS_e und von etwa 75,0 Mk. der sogenannten mittleren Nutzleistung ergeben. An sich betrachtet, könnten die Kosten für die Konzession um so höher werden, je billiger sich die Anlage und namentlich die wasserbaulichen Arbeiten einschliesslich Krafthaus und Turbinen-Anlage ausführen lassen. Da grössere Anlagen im allgemeinen pro PS_e billiger werden als kleine, so könnte auch die Konzession für grössere Anlagen pro PS_e höher bewertet werden, als für kleine. In der Regel aber müssen für kleinere Anlagen höhere Preise pro Einheit gezahlt werden, was nur zum Teil dadurch eine innere Berechtigung hat, dass man die gewonnene Kraft bei kleineren Anlagen oft vollständiger und zu höheren Preisen ausnützen kann. Über den wirklich begründeten Wert einer Konzession kann man sich überhaupt erst ein angenähert zutreffendes Bild machen, wenn man die Anlagekosten wenigstens überschläglich veranschlagt hat. Ein richtiges Bild erlangt man aber erst mit erreichbarer Genauigkeit nach Aufstellung einer Rentabilitätsberechnung.

Für die Ermittelung der Grunderwerbskosten wird der Ingenieur meistens die nötigen Unterlagen aus verfügbaren Karten und durch Nachfragen bei ortskundigen Leuten über die Einheitspreise von Grund und Boden etc. gewinnen, so dass an dieser Stelle weitere Erläuterungen zu diesem Punkte entbehrlich sind. Die Kosten für die Vorarbeiten ergeben sich entweder im Laufe dieser Arbeiten von selbst, oder man fügt dieselben dem Anschlage in einer runden Summe in $^0/_0$ der Gesamtanschlagssumme nachträglich hinzu. Es bieten hierfür die Normen für Ingenieurarbeiten, welche in den meisten Ländern aufgestellt sind, eine geeignete Grundlage.

Bei Betrachtung der Spalte 8 in Tabelle I springt die Billigkeit des wasserbaulichen Teiles besonders von zwei Anlagen in die Augen und zwar von Chèvres und Hafslund. Bei Hafslund konnte das Gefälle eines natürlichen Wasserfalls direkt ausgenützt werden und es war ein Wehr überhaupt nicht nötig. Es liegt also hier der Fall vor, wo das Nutzgefälle einer kurzen Strecke angenähert gleich dem Rohgefälle wird (vergl. Taf. XXXIII, Fig. 6).

Bei Chèvres konnte auf der felsigen, festen Flussohle der Rhone ein Wehr errichtet und durch den 8,5 m hohen Stau desselben das ganze Nutzgefälle gewonnen werden (vergl. Taf. XXVII). Das Krafthaus liegt unmittelbar am Wehre, so dass das Wasser den Turbinen nur durch ein Vorbecken zugeführt wird. Das Beispiel von Chèvres bestätigt die allgemeine Erfahrung, dass man bei gutem Baugrunde im Flusse im allgemeinen zu billigeren Kosten pro Einheit gelangt, wenn man das gewünschte Druckgefälle durch einen hohen Stau am Wehre gewinnt, als wenn man dieselbe Leistung durch einen längeren Werkkanal oder durch ein Stauwerk mit niedrigen Stau und einen Werkkanal erreichen will. Bauliche Rücksichten und sehr oft auch die Rücksicht auf

oberhalb liegende Kraftwerke und auf das anliegende Ufergelände ziehen hier eine Grenze (vergl. Kap. III, 1 Stauwerke). Erwähnt sei noch kurz, dass sich diese Erfahrung bei den Talsperren, bei welchen die grössten Stauhöhen vorkommen, nicht zu bestätigen scheint, weil hier die Kosten pro gewonnene PS_e meistens recht hoch ausfallen. Das hat aber seine natürliche Ursache besonders darin, dass in den Wasserläufen, an denen Talsperren in der Regel errichtet werden, die nutzbaren sekl. Wassermengen und zwar sowohl die 355 tägige, als auch die neun- und sechsmonatliche verhältnismässig klein sind. Man kann deshalb durch den grösseren Stau pro m nur eine verhältnismässig kleine Vermehrung der ständig zufliessenden Kraft erzielen, während die Mehrkosten des Bauwerkes bei höherem Stau wegen der stark wachsenden Kronenbreiten und der aus Rücksicht auf die Festigkeit grösseren Mehrdicke der Staumauer im stärkeren Verhältnis wachsen. Talsperren dienen auch häufig in erster Linie der Abwendung von Hochwassergefahren oder den Zwecken der Wasserversorgung, Bewässerung oder Schiffahrt und nebenher nur denjenigen der Kraftgewinnung. In letzterer Beziehung bieten sie den Vorteil, als Kraftsammler zu dienen, um bei mangelndem Zufluss die sekl. Wassermenge für Kraftzwecke zu vergrössern. Aber, um z. B. die sekl. Wassermenge während 90 Tagen und 24 stündigem Betriebe um durchschnittlich einen cbm/sek. zu erhöhen, braucht man schon einen Stauraum von $86400 \cdot 90 = 7776000$ cbm Inhalt. Man kann aber durch einen Meter mehr Stauhöhe bei einer Wassermenge von 1 cbm/sek. nur 10 PS_e gewinnen. Allgemein betrachtet würde dieselbe Staumauer auch ausreichen, wenn die ständig zufliessende sekl. Wassermenge 10 cbm oder 100 cbm anstatt 1 cbm betrüge. Man würde aber durch je 1,0 m mehr Stauhöhe in den letztgedachten Fällen 100, bezw. 1000 PS_e gewinnen. Bei Wehranlagen für Kraftzwecke in offenen Flussläufen handelt es sich dagegen meistens nicht mehr — oder doch nur in geringerem Grade — um die Aufsammlung von Wasser, vielmehr fast ausschliesslich um die Gewinnung von Druckgefälle, und da es sich hierbei meistens um grössere sekl. Wassermengen handelt, so ist der Gewinn an Kraft bei jedem Meter mehr Stau verhältnismässig gross.

Die Kosten des Einlaufs und des Werkkanals sind naturgemäss in erster Linie abhängig — gleiche Boden- und Transportverhältnisse vorausgesetzt — von der sekl. Wassermenge, welche den Turbinen zugeführt werden muss und von dem Gefälle im Fluss. Von der sekl. Wassermenge hängt der Querschnitt des Werkkanals ab und von dem Gefälle im Fluss die Länge desselben, wenn man ein bestimmtes Druckgefälle in den Turbinen durch die Führung des Wassers im Werkkanal erzielen will.

Es sind der besseren Übersicht wegen in Tabelle II hier noch einmal die Gefälle im Flusse bei 15 von den in Tabelle I betrachteten Werken hinzugefügt[8]).

Die Angaben in Spalte 9, Tabelle I, betreffend die Kosten für die Krafthäuser können recht gute Anhaltspunkte für die überschlägige Veranschlagung derartiger Bauwerke bieten. Wer sie aber benutzen will, muss doch zuvor die Beschreibung der einzelnen Werke durcharbeiten, damit er bei der Auswahl der Einheitszahlen, alle besonderen Umstände berücksichtigen kann. Es sind alle Maschinenfundamente und alle Nebenräume, wie Wohnungen, Werkstätten, Anbauten für Transformatoren etc. eingeschlossen. Darin enthalten sind auch alle für die Wasserführung in und am Krafthause notwendigen Bauteile (abgesehen von den Druckrohrleitungen selbst), also z. B. bei Schachtturbinen-Anlagen alle Bauteile, beginnend mit der Schwelle des Rechens, über welche das Wasser in das Gebäude eintritt bis zu der Stelle, wo das Turbinenwasser wieder das Gebäude verlässt und in den freien Unterwasserkanal austritt.

[8]) Bei dem Kanderwerk spielt das Gefälle im Flusse für die vorliegenden Betrachtungen insofern keine Rolle, als das Wasser aus der Kander in den Thuner See abgeleitet wird.

Tabelle II.

Bezeichnung des Werkes	Name des Flusses	Gefälle im Fluss rund	Bemerkungen
1. Hafslund	Glommen	1:1	Wasserfall
2. Novalesa	Cenischia	1:7—1:10	
3. Sillwerke	Sill	1:40—1:50	
4. Pont St. Martin	Dora Baltea	1:70	
5. Bergamasca	Brembo	1:70—1:150*	*In der Tabelle I, S. 119 ist versehentlich nur 1:70 angegeben.
6. Morbegno	Adda	1:150—1:170	
7. Kubelwerk	Urnäsch	1:150—1:180	
8. Avignonnet	Drac	1:130—1:150	
9. Fure et Morge	Drac	1:170	
10. Marbach-Stuttgart	Neckar	1:500	
11. Vizzola	Tessin	1:300—1:500	
12. Chèvres	Rhone	1:526	
13. Lechwerk Gersthofen	Lech	1:700—1:750	
14. Turbigo	Naviglio Grande	1:970	
15. Jonage-Cusset-Lyon	Rhone	1:1400	

Zur Vervollständigung des Vergleichsmaterials mag hier noch eine Zahlentafel über Anlagekosten von Wasserkräften eingefügt werden, welche O. v. Miller in seiner schon erwähnten Abhandlung „Die Wasserkräfte am Nordabhange der Alpen" bringt[4]).

Der Nutzwert einer Wasserkraft muss im allgemeinen, wenn man alle anderen Umstände zunächst einmal ausser Betracht lässt, pro Einheit um so kleiner ausfallen, je kleiner das Verhältnis:

$$\frac{\text{355tägige sekl. Wassermenge}}{\text{sekl. Wassermenge, für welche Wasserfassung und Wasserführung auszubauen sind}}$$

wird.

Diejenige Kraft, welche nur neunmonatlich vorhanden ist, hat rein zeitlich betrachtet nur $^3/_4$ des Wertes der ständigen Kraft. Da aber auch der Preis, den man für eine neunmonatliche Kraft erzielen kann, im grossen Durchschnitt nicht mehr als $^3/_4$ des Wertes der ständigen Kraft ausmacht, so ist der Wert der neunmonatlichen Kraft pro Einheit im Durchschnitt nur $^9/_{16}$ desjenigen der ständigen Kraft. Der Wert der sechsmonatlichen Kraft ist rein zeitlich betrachtet nur gleich $^1/_2$ des Wertes der ständigen Kraft. Da aber der erzielbare Preis für die erstgenannte pro Einheit im Durchschnitt nur halb so gross ist, als der Preis der ständigen Kraft, so ergibt sich für die sechsmonatliche Kraft nur ein Wert von $^1/_4$.

Um eine Einschätzung der in Tabelle I aufgeführten Wasserkräfte von diesen Gesichtspunkten aus zu ermöglichen, sind in Tabelle IV für 16 Anlagen noch einmal die Gesamtkosten für den im engeren Sinne eigentlichen „wasserbaulichen" Teil zusammengestellt und die Einheitspreise auf die grösste Leistung, wofür Wasserführung und Wasserfassung ausgebaut sind, und auf die sogenannte „ständige" Leistung bezogen. Es ist interessant und wichtig, zu sehen, wie weit die Einheitskosten von Spalte 5 und 6 auseinanderliegen. Die Tabelle IV ist auch insofern von Interesse, als sie an 16 ausgeführten Beispielen übersichtlich zeigt, wie

[4]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 1006.

Tabelle III.

Kosten von Wasserkräften nach O. von Miller.

	kleine Leistungen				mittlere Leistungen				grosse Leistungen							
	mässige Relativgefälle, kleine absolute Gefälle				günstige Relativgefälle, mittlere absolute Gefälle, Ausnutzung verschieden grosser Wassermengen				mässige Relativgefälle, Konzentrierung des Gefälles				sehr günstige Relativgefälle, grosse absolute Gefälle			
									a) mittelst Kanales		b) durch Aufstau im Flusse selbst					
	Saale bei Dorndorf		Amper bei Dachau		Mangfall bei Darching		Mangfall bei Rosenheim		kl. Rhein bei Strassburg		Isar bei Landshut		Sill bei Matrei		Wattenbach bei Wattens	
Gefälle	1,5 m		2 m		3 m		3,4 m		4,8 m		3,5 m		80 m		300 m	
Sekl. Wassermenge	16 cbm		12 cbm		8 cbm		16 cbm		85 cbm		120 cbm		7,5 cbm		3 cbm	
Leistung	240 PSe		240 PSe		240 PSe		540 PSe		4000 PSe		4000 PSe		6000 PSe		9000 PSe	
	im ganzen Mk.	pro PSe Mk.	im ganzen Mk.	pro PSe Mk.	im ganzen Mk.	pro PSe Mk.	im ganzen Mk.	pro PSe Mk.	im ganzen Mk.	pro PSe Mk.	im ganzen Mk.	pro PSe Mk.	im ganzen Mk.	pro PSe Mk.	im ganzen Mk.	pro PSe Mk.
Vorarbeiten, Wasserrechte, Grunderwerb ausschl. der vorhandenen Bauten	24 000	100	18 000	75	16 000	67	30 000	55	80 000	20	60 000	15	30 000	5	80 000	9
Wehr- und Kanalanlage einschliesslich Rechen, Schützen, Behälter, Druckleitungen, Wege und Zufuhrstrassen und einschliesslich der vorhandenen Bauten	110 000	460	90 000	375	80 000	333	150 000	280	1 200 000	300	500 000	125	850 000	141	1 200 000	134
Turbinenanlage, Turbinenhaus mit Laufkran, Turbinen mit Regulatoren, Werkstatteinrichtung usw.	106 000	440	84 000	350	60 000	250	100 000	185	420 000	105	740 000	185	320 000	54	340 000	37
Gesamtsumme	240 000	1000	192 000	800	156 000	650	280 000	520	1 700 000	425	1 300 000	325	1 200 000	200	1 620 000	180

Tabelle IV.[5])

Kosten des wasserbaulichen Teiles von Wasserkraft-Anlagen, bezogen a) auf die grösste Leistung in PS_e, wofür die Wasserfassung und Wasserzuführung gebaut sind und b) auf die Leistung in PS_e, welche als ständig vorhanden (355tägig) zu betrachten ist.

Bezeichnung des Werkes	Gesamtkosten für den eigentlichen wasserbaulichen Teil: Wehr, Kanalanlage, einschliessl. Rechen, Schützen, Zufuhrstrassen, Brücken und etwaiger Sammelbecken, sowie der Druckrohre nach Spalte 8 Tabelle I	Grösste Leistung in PS wofür die Wasserfassung und Wasserführung gebaut sind	Kleinste, ständig vorhandene (355 tägige) Leistung in PS.	Kosten pro PS. nach Spalte 3 in Mk.	Kosten pro PS. nach Spalte 4 in Mk.	Bemerkungen
1	2	3	4	5	6	7
1. Marbach-Stuttgart	850 000	40 × 8,2 × 10 = 1280	12,5 × 8,2 × 10 = 400	273,43	875,0	
2. Chèvres	898 900	250 × 7,2 × 10 = 18000	120,0 × 8,5 × 10 = 10200	49,9	88,12	
3. Turbigo	2 452 000	72 × 8,2 × 10 = 5904	50,0 × 8,2 × 10 = 4100	415,31	598,04	
4. Jonage-Cusset-Lyon	13 660 000	150 × 13,0 × 10 = 19500	100,0 × 13,0 × 10 = 13000	700,5	1 050,7	
5. Lechwerk Gersthofen	3 750 000	60,0 × 10 × 10 = 6000	24,0 × 10,0 × 10 = 2400	625,0	1 562,5	Mit Hilfe des Stauweihers kann die Leistung Spalte 4 stundenweise erheblich erhöht werden.
6. Pont St. Martin	608 800	40,0 × 14 × 10 = 5600	18,0 × 14,0 × 10 = 2520	108,70	241,59	
7. Hafslund	752 500	130,0 × 18 × 10 = 23400	50,0 × 18,0 × 10 = 9000	32,15	83,61	Durch Regulierung des Mjösensees ist später eine ständige Wassermenge von 130 cbm/sek. zu erwarten, welche aber erst nach dem dritten Ausbau ausgenützt werden kann.
8. Avignonnet	2 934 000	40,0 × 20,0 × 10 = 8000	17,0 × 23,0 × 10 = 3910	366,75	750,38	
9. Bergamasca	891 000	13,23 × 27,5 × 10 = 3638	7,0 × 27,5 × 10 = 1925	244,91	462,85	
10. Fure et Morge	1 725 000	25,0 × 30,0 × 10 = 7500	17,0 × 30,0 × 10 = 5100	230,00	338,23	
11. Vizzola	4 519 800	70,0 × 28,0 × 10 = 19600	55,0 × 28,0 × 10 = 15400	230,57	293,46	
12. Morbegno.	1 806 300	25,0 × 30,0 × 10 = 7500	15,0 × 30,0 × 10 = 4500	240,84	401,40	
13. Kubelwerk	1 391 580	4,0 × 92,0 × 10 = 3680	1,0 × 92,0 × 10 = 920	378,14	1 512,58	Man machte den Werkkanal für 4 cbm/sek um den Stauweiher bei höheren Wasserständen schnell füllen zu können. Die Leistung Spalte 4 kann mit Hilfe des Stauweihers stundenweise erheblich erhöht werden.
14. Urfttalsperre der Rurtalsperren-Ges. m. b. H., Heimbach	4 300 000	11,4 × 110,0 × 10 = 12540	4,40 × 110,0 × 10 = 4840	342,90	888,43	
15. Sillwerke der Stadt Innsbruck	2 050 000	8,0 × 187,0 × 10 = 14960	4,0 × 187,0 × 10 = 7480	137,03	274,06	Die Kosten in Spalte 2 enthalten auch die Kosten für Vorarbeiten, Grunderwerb und Konzession.
16. Novalesa an der Cenischia	1 231 000	1,4 × 418,1 × 10 1,4 × 440,7 × 10 } = 12 022	0,7 × 418,10 × 10 0,7 × 440,7 × 10 } = 6 011	102,39	204,79	Nach Regulierung des Moncenisiosees wird man auf eine ständige Wassermenge von 1,4 cbm/sek. rechnen können.
17. Durchschnitt	—	—	—	279,90	601,62	

[5]) Das Druckgefälle wurde für die Spalten 3 u. 4 nach den Angaben Tabelle I Spalte 6 so eingesetzt, wie es dem Verfasser der jedesmaligen Sachlage am meisten zu entsprechen schien, da exakte Angaben fehlten.

ungefähr die Leistung, für welche man Wasserführung und Wasserfassung ausgebaut hat, sich zu der sogenannten ständigen Leistung verhält.

Mit der Auswahl derjenigen sekl. Wassermenge, für welche man die Wasserbauten ausführen will, wird man auch meistens die Frage zu entscheiden haben, ob man die Errichtung einer Reserve in Wärmeantriebsmaschinen und wenn ja, für welche Leistung vorsehen will.

Der hauptsächlichste Bedarf wird im grossen Durchschnitt immer in solcher Kraft vorhanden sein, welche ständig verfügbar ist. Je weniger sicher man in der Lage ist, den Eintritt von Wassermangel voraus zu bestimmen und je häufiger man mit der Möglichkeit seines Eintritts zu rechnen hat, um so schwieriger wird es sein, die aus den stärkeren Zuflüssen erzielte Kraft zu verkaufen, wenn man keine Reserve in Wärmeantriebsmaschinen zur Verfügung hat. *Die Sicherheit der Lieferung ist den meisten Abnehmern eine Hauptbedingung.*

Oft wird der Ausbau der Wärmekraftreserve erst einige Jahre nach der Betriebseröffnung vorzunehmen sein, sobald sich die Abnahme der gewonnenen Energie von seiten der Konsumenten genügend entwickelt hat. Indessen der Gesamtplan sollte, wenn irgend möglich, von vornherein feststehen, weil man nicht allein mit manchen baulichen Anlagen, sondern auch mit der Kapitalsbeschaffung darauf Rücksicht zu nehmen hat.

In manchen Fällen kann es sich als sehr zweckmässig erweisen, mit der Errichtung der Reserve in Wärmekraftmaschinen zu beginnen und zwar aus folgenden Gründen: Da die Abnehmer sich nur selten auf feste Verpflichtungen zur Kraftabnahme einlassen, solange die Kraft noch nicht greifbar ist, so sind die Jahre des Ausbaues der Wasserkraft für die Anwerbung von Abnehmern zum grössten Teile verloren. Es können sich aber die Aussichten für die Unterbringung der Kraft während eines mehrjährigen Zeitraums durch Vergebung von Konzessionen an andere, durch Einrichtung von anderen Kraftquellen usf. sehr verschlechtern. Für die Ausnützung der Wasserkraftanlage ist es dagegen von grosser Bedeutung, *dass mit der Betriebseröffnung bereits eine grössere Kraftlieferung vorliegt*, denn anderenfalls belasten nämlich Betriebszuschüsse solange das Unternehmen, unter Umständen auf mehrere Jahre, bis die Betriebseinnahmen die volle Deckung der indirekten und direkten Betriebsausgaben gestatten. Die Rechnung wird daher oft ergeben, dass die Verluste, welche durch den vorübergehenden Betrieb mit der Reserve in Wärmeantriebsmaschinen während der Bauperiode entstehen können, durch die schnellere Entwickelung der Einnahmen mehr als ausgeglichen werden.

Bei genügendem Bedarf wird man in der Regel zur Ergänzung der *neunmonatlichen* Kraft eine Dampfreserve einrichten. Aus den Seite 318 u. ff. gegebenen Tabellen XXX und XXXI über die Betriebskosten von Wasserkraftanlagen mit Dampfreserve ergibt sich, dass — die für die genannten Tabellen angenommenen durchschnittlichen Verhältnisse zugrunde gelegt — die Anlagekosten pro PS_e durch die Dampfreserve wachsen:

bei einer Anlage von 200 PS_e von 1383,2 auf 1870,6 Mk. d. h. um 42,5 %
" " " " 600 " " 1004,7 " 1362,3 " " " " 35,6 %
" " " " 2000 " " 736,7 " 998,5 " " " " 35,6 %

Vorgreifend sind die Betriebskosten pro PS_e-Stunde den Tabellen XI und XIII S. 272 u. ff. und XXX und XXXI S. 318 u. ff. entnommen und in Tabelle V vergleichungshalber zusammengestellt, um hier schon den Einfluss der Dampfreserve auch in dieser Beziehung vor Augen zu führen.

Tabelle V.

Vergleichende Zusammenstellung von Betriebskosten bei Wasserkraft-Anlagen mit und ohne Dampfreserve.

Leistung der Wasserkraft in PS_e	200 während 270 Tagen 100 „ 90 „		600 während 270 Tagen 300 „ 90 „		2000 während 270 Tagen 1000 „ 90 „	
Betriebsdauer	Kosten pro PS_e-Stunde und K-WStunde in Pf. (volle Belastung vorausgesetzt)					
	a) ohne Dampfreserve	b) mit Dampfreserve für 100 PS_e	a) ohne Dampfreserve	b) mit Dampfreserve für 300 PS_e	a) ohne Dampfreserve	b) mit Dampfreserve für 1000 PS_e
1. bei 3000—3600 stündigem Betriebe jährlich pro PS_e-St. . .	5,07	6,61	3,28	4,47	2,42	3,28 { Dampfbetrieb während 900 St.
„ KW-St. . .	6,89	8,98	4,45	6,08	3,29	4,46
2. bei 8520—8640 stündigem Betriebe jährlich pro PS_e-St. . .	2,59	3,92	1,56	2,58	1,08	1,86 { Dampfbetrieb während 2160 St.
„ KW-St. . .	3,52	5,33	2,12	3,51	1,47	2,52

Es handelt sich um PS_e-St. und KW-St., welche an das Verteilungsnetz abgegeben werden. Die Leistungen der Wasserkraft sind also am Ende der Fernleitung, diejenige der Dampfreserve an den Sammelschienen der Zentrale gemessen. Kohlenpreis Mk. 2.— für 100 kg.

Aus den Zahlen der Tabellen XI bis XIII S. 272 u. ff. und XXIII bis XXVI S. 300 u. ff. lässt sich dann noch auf Grundlage der jährlichen Betriebskosten ein Vergleich anstellen über den Wert einer ständigen Wasserkraft verglichen mit einer neunmonatlichen Kraft, welche während drei Monaten durch Wärmekraft vollständig ersetzt werden muss.

Die in Tabelle V mitgeteilten Zahlen geben insofern hierüber noch keine Auskunft, weil in den Spalten b durchschnittliche jährliche Betriebskosten pro Einheit des gemischten Betriebes, also einschliesslich der ständigen Wasserkraft enthalten sind und das Bild sich sehr verändert, wenn man die ständige

Tabelle VI.

Bewertung von ständigen und unständigen Wasserkräften auf Grundlage der jährlichen Betriebs-

1. Grösse der ständigen Wasserkraft in PS_e . .	100
2. Grösse der während 270 Arbeitstagen vorhandenen Wasserkraft	(100 + 100) = 200
3. Grösse der Dampfreserve in PS_e, welche an 90 Tagen die Differenz zwischen 1 u. 2 ersetzt	100
4. Jährliche Betriebskosten bei 3600 Betriebsstunden (10 Stunden täglich) in Mk.:	
a) der ständigen Kraft (vergl. Tab. XI Nr. 24)	$(100 \times 3600 \times 0{,}90 \times 0{,}95) \times 0{,}0507 = 15605{,}46$ Mk.
b) der unständigen Kraft und zwar:	
1. der 9monatlichen Wasserkraft abzüglich derjenigen ad 1	$(100 \times 2700 \times 0{,}90 \times 0{,}95) \times 0{,}0507 = 11704{,}00$ „
2. der Dampfreserve, welche an 90 Tagen die unständige Wasserkraft ad b 1 ersetzt (vgl. Tab. XXIII, Nr. 20, Spalte 3, $\frac{4+5}{2}$ u. 11)	$(100 \times 900 \times 0{,}90) \times 0{,}1689 = 13680{,}00$ „ 25384,00 Mk.
5. Verhältnis a : b	$1 : 1{,}63 \cong 0{,}61 \cong \frac{48{,}8}{80}$

Wasserkraft für sich getrennt betrachtet. Es ist daher in Tabelle VI dieser Vergleich auf der Grundlage der jährlichen Betriebskosten und zwar unter Annahme einer Reserve in Dampfmaschinen durchgeführt.

Nimmt man an, dass der Wert W_a der ständigen Wasserkraft zum Werte der unständigen Kraft W_b im umgekehrten Verhältnis steht zu den jährlichen Betriebskosten

$$\text{also } \frac{W_a}{W_b} = \frac{b}{a} \text{ und } W_b = W_a \cdot \frac{a}{b}$$

so beträgt nach Tabelle VI der Wert der unständigen Kraft nur $\frac{48}{80}$ bezw. $\frac{44}{80}$ bezw. $\frac{45,6}{80}$ desjenigen der ständigen Kraft.

Es war oben S. 248 aus anderer Überlegung ermittelt, dass der Wert der neunmonatlichen Wasserkraft $^9/_{16} = {}^{45}/_{80}$ des Wertes der ständigen Kraft beträgt. Man sieht also, dass sich aus den Betriebskosten bei 3600 stündigem Betriebe pro Jahr und voller Belastung, sowie bei Annahme einer Dampfreserve für die Differenz zwischen neunmonatlicher Kraft und ständiger ungefähr dasselbe Verhältnis ergibt. Legt man — die sonstigen Umstände gleich gedacht — 7200 stündigen Betrieb pro Jahr zugrunde, so verändert sich das aus den Betriebskosten ermittelte Wertverhältnis von ständiger zur neunmonatlichen Kraft auf etwas *unter* $^1/_2$. Diese Wertzahlen haben naturgemäss keine allgemeine Gültigkeit, treffen aber für durchschnittliche Verhältnisse zu und können daher dazu dienen, die allgemeine Übersicht zu erleichtern und grössere Klarheit in der Bewertung von Wasserkräften und Konzessionen zu schaffen. *Es muss auch besonderer Wert darauf gelegt werden, recht deutlich und eindringlich vor Augen zu führen, wie durchaus notwendig es ist, dass ein Ingenieur bei Angabe von Anlage- und Betriebskosten für Wasserkraftanlagen niemals kurzweg von PS oder KW spricht, sondern dass er stets Charakteristika hinzufügt, welche für den Leser jeden Zweifel ausschliessen.*

In den Tabellen V und VI wurde volle Belastung der Maschinen angenommen. In Wirklichkeit kann man keineswegs immer damit rechnen, vielmehr schwankt die Belastung während der einzelnen Stunden des Tages und der Nacht und ebenso auch in den einzelnen Monaten. Es werden deshalb die Betriebskosten in absoluten Zahlen

Tabelle VI.

kosten unter Annahme einer Dampfreserve, welche die ständige Kraft auf die 9monatliche ergänzt.

300	1000
(300 + 300) = 600	(1000 + 1000) = 2000
300	1000
(300 × 3600 × 0,90 × 0,945) × 0,0328 = 29128,10 Mk.	(1000 × 3600 × 0,88 × 0,894) × 0,0242 = 68589,00 Mk.
(300 × 2700 × 0,90 × 0,945) × 0,0328 = 22596,00 „	(1000 × 2700 × 0,88 × 0,894) × 0,0242 = 51404,30 „
(300 × 900 × 0,90) × 0,1239 = 30107,70 „	(1000 × 900 × 0,88) × 0,0873 = 69141,60 „
52703,70 Mk.	120545,90 Mk.
$1 : 1,80 \backsimeq 0,55 \backsimeq \frac{44}{80}$	$1 : 1,76 \backsimeq 0,57 \backsimeq \frac{45,6}{80}$

pro PS_e-St. oder KW.-St. im allgemeinen höher werden, als sie sich aus den Tabellen XI bis XIII, XIX bis XXVI und XXX bis XXXI ergeben, aber die obigen Verhältniszahlen werden dadurch doch wenig berührt. Dagegen muss man bei Durchführung der vergleichenden Betriebsrechnungen für die wirtschaftlichen Vorarbeiten danach streben, von vornherein eine möglichst gute Übersicht über die zu erwartenden Betriebsverhältnisse einer Wasserkraftanlage zu gewinnen.

In Tabelle V S. 252 und noch genauer in den Tabellen XI, XII und XIII S. 272 u. f. ist gezeigt, wie mit dem Wachsen der jährlichen Betriebsstunden, während welcher eine Wasserkraft ausgenützt werden kann, die Betriebskosten pro PS_e-Stunde sinken. Aus den Tabellen XIX bis XXVI S. 296 u. ff. über die Betriebskosten von Dampfmaschinen wird man erkennen, dass die Betriebskosten pro PS_e-Stunde bei dieser Betriebsart nicht in gleich starkem Verhältnis zur Betriebsdauer abnehmen, weil der Einfluss der indirekten Betriebskosten, welche ganz oder zum Teil unabhängig von der Betriebsdauer sind, bei den Dampfanlagen eine erheblich kleinere Rolle spielt, als bei den Wasserkraftanlagen. Es können deshalb unter Umständen sehr teuere Wasserkraftanlagen noch rentabler, als Dampfanlagen sein, wenn die Ausnützungsmöglichkeit eine grosse ist. Ein sprechendes Beispiel hierfür ist die Wasserkraftanlage der Stadt Stuttgart in Marbach. Obwohl dieselbe, wie aus Tabelle I ersichtlich, mit zu den teueren Anlagen gehört, gibt sie dennoch sehr gute wirtschaftliche Ergebnisse, weil sozusagen jeder Tropfen Wasser voll ausgenützt werden kann. Es ist nämlich in Stuttgart vor Errichtung der Wasserkraftanlage eine grosse Dampfanlage und zwei grosse Akkumulatorenbatterien für Licht- und Strassenbahnbetrieb vorhanden gewesen. Ausserdem ist der Kraftbedarf um ein vielfaches grösser, als die Höchstleistung der Wasserkraftanlage. Man kann daher jeden Zustand im Wasserzufluss des Neckars Tag und Nacht voll ausnützen und zwar während des Tages, indem man entsprechend weniger Dampfmaschinen mitlaufen lässt und während der Nacht, solange der direkte Bedarf kleiner ist, als die Leistung der Wasserkraft, indem man die Akkumulatorenbatterie auflädt.

Auch bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon, bei welcher, wie bereits erwähnt, die Anlagekosten durch besondere Schwierigkeiten eine ungewöhnliche Höhe erreicht haben, hat sich doch im Laufe der Jahre eine Rentabilität entwickeln können, weil der grosse Kraftbedarf der Stadt Lyon eine fast vollkommene Ausnützung des fliessenden Wassers gestattet. —

Während der Bauingenieur bei Veranschlagung des wasserbaulichen Teiles und des Krafthauses für die wirtschaftlichen Vorarbeiten sich auf Grund von vorläufigen Skizzen alle Elemente des Anschlages selbst zu verschaffen vermag, ist er bei Veranschlagung der Turbinenanlage auf die Mitwirkung des Turbineningenieurs angewiesen. Auf Anfrage werden die Turbinenbau-Anstalten meistens bereit sein, Kostenanschläge zu machen. Voraussetzung ist aber dabei, dass richtige, ausführliche und klare Anfragen ausgearbeitet werden. Hierzu ist es unbedingt erforderlich, dass der Bauingenieur die Einzelheiten der Wasserkraft-Maschinen soweit beherrscht, dass er versteht, welche Umstände und Verhältnisse für die richtige Auswahl des Systems der Turbinen und für die Durchbildung ihrer Konstruktionen von Einfluss sind. Deshalb ist diesem Bande eine besondere Abhandlung über Turbinen im Kap. III, 5 beigefügt. Es kann nicht dringend genug darauf hingewiesen werden, dass nur dann bei einer Turbinenanlage der höchste Nutzeffekt und die kleinsten Betriebskosten erzielt werden können, wenn der Turbinen-Bauanstalt vom Besteller

alle erforderlichen Unterlagen rechtzeitig, richtig und vollständig mitgeteilt werden. Hierzu gehören in erster Linie:

1. Die sekl. Wassermengen und zwar die kleinste (355 tägige), die neunmonatliche, die sechsmonatliche und die grösste, welche überhaupt verfügbar sein kann. Hinzugefügt muss werden eine Darstellung der Dauerlinien der einzelnen sekl. Wassermengen und zwar für das trockenste, für das nasseste und für das mittlere Jahr (vergl. S. 142). Es ist auch erwünscht hinzuzufügen, für welchen Zustand die höchsten Nutzeffekte erwartet werden, Wenn der Kraftbedarf besonders in der Zeit des Wassermangels gross ist, so kann es unter Umständen zweckmässig sein, bei der Konstruktion der Turbinen speziell auf diesen Zustand Rücksicht zu nehmen, indem man entweder alle Turbinen hierfür einrichtet, oder indem man einen Teil der Turbinen speziell für die Arbeit bei kleinster Wassermenge und dem zugehörigen Druckgefälle bestimmt.

2. Das Gefälle, d. h. die Höhendifferenz von Ober- und Unterwasserspiegel an der Stelle, wo die Turbinen aufgestellt werden sollen. Hierbei sind natürlich alle verschiedenen Gefälle für die einzelnen charakteristischen sekl. Wassermengen anzugeben, was am besten unter Bezugnahme auf die Dauerlinien geschieht.

3. Die Verhältnisse vom Ober- und Unterkanal, nämlich die Breite, die Wassertiefe und Länge derselben mit einem Längsprofil, in welchem die wichtigsten Wasserstände einzutragen sind. Ebenso sind die lichten Weiten und Wassertiefen der Einlaufschützen mitzuteilen. Der Turbinenbauer wird bei älteren Anlagen oft in die Lage kommen, Verbesserungsvorschläge zu machen. Sind Druckrohrleitungen vorhanden oder projektiert, so ist deren Länge und lichte Weite anzugeben. Bei bereits vorhandenen Anlagen muss die Zahl und Grösse der gleichzeitig betriebenen, an einem Rohrstrange angeschlossenen Turbinen mitgeteilt werden.

4. Soll die Turbine an eine vorhandene Transmission angeschlossen werden, so ist die Angabe der Höhenlage derselben im Verhältnis zum Oberwasserspiegel, die Drehrichtung und die minutliche Umdrehungszahl notwendig.

5. Wegen der Wahl der Umdrehungszahl der Turbine selbst ist es notwendig, anzugeben, was die Turbine antreiben soll und ob Reserve in Dampfmaschinen oder anderen Wärme-Antriebmaschinen vorhanden oder geplant ist, welche zeitweise dieselben Vorrichtungen zu treiben hat.

6. Wenn selbsttätige Regelung der Turbine gewünscht wird, was bei Elektrizitätswerken stets der Fall sein dürfte, so muss angegeben werden, welches Mass von Gleichmässigkeit des Ganges verlangt wird und welche Schwungmassen in den anzutreibenden Maschinen schon enthalten sind. Bei Elektrizitätswerken wird der Turbinenbauer mit dem Elektrotechniker Hand in Hand zu gehen haben (vergl. Kap. III, 5 Turbinen und 6 B Krafthäuser, Elektrischer Teil).

Der entwerfende Bauingenieur wird aber recht oft, bevor er imstande ist, alle diese Angaben sachgemäss zu machen, in die Notwendigkeit versetzt sein, durch vergleichende Rechnung erst eine bestimmte Lösung als die beste für den wasserbaulichen Teil herauszufinden. Um diese Arbeit zu erleichtern, ist es sehr erwünscht, dass ihm überschlägliche Preise für Turbinenanlagen zur Hand sind, damit er ohne allzu weitläufige und zeitraubende Arbeiten vergleichende Betriebskostenrechnungen und Rentabilitätsberechnungen anstellen kann. Es sind deshalb in der nachfolgenden Tabelle eine Anzahl mittlerer Preise von Turbinenanlagen gegeben, welche der Praxis entnommen sind und zum Teil auf Angaben von Turbinen-Bauanstalten, zum Teil auf Angaben im Betriebe befindlicher Werke beruhen. Die Tabelle ist leider noch sehr unvoll-

Tabelle VII.

Annäherungspreise für vollständige, betriebsfertig aufgestellte Turbinenanlagen pro inst. PS_e einschliess- einschliesslich der Abzweigrohre von dem

Leistung der Turbinen in PS_e		50			100			300		
Gefälle in m	Art der Turbinen	Preis in Mk. pro PS_e	Umdrehungszahl in der Min.	Gewicht in kg p. PS_e	Preis in Mk. pro PS_e	Umdrehungszahl in der Min.	Gewicht in kg p. PS_e	Preis in Mk. pro PS_e	Umdrehungszahl in der Min.	Gewicht in kg p. PS_e
1	2	3			4			5		
2,0	Stehende Francis-Schacht-Turbine	165,0	50—60	200,0	155,0	40—50	180,0—190,0	150,0	36—40	170,0
5,0	Stehende Francis-Schacht-Turbine	125,0	150	—	120,0	150	—	100,0	150	—
10,0	Liegende Francis-Schacht-Turbine	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,0	Liegende Francis-Gehäuse-Turbine	—	—	—	80,0	250	—	60,0	200	—
30,0	Liegende Francis-Gehäuse-Turbine	—	—	—	65,0 (54,0)	500—600 (600)	45,0 (45,0)	55,0	400—500	40,0
100,0	Liegende Freistrahl-Turbine	—	—	—	—	—	—	35,0 (25,0)	400—500 (400)	23,0 (23,0)
400,0	Liegende Freistrahl-Turbine	—	—	—	45,5 (38,0)	600 (600)	35,0 (35,0)	25,0 (21,0)	500—600 (500)	20,0 (20,0)

ständig, aber sie wird immerhin eine ganze Reihe von Anhaltspunkten bieten. Es wäre sehr erwünscht, wenn sie den Antoss gäbe, weiteres diesbezügliches Material zu sammeln und zu veröffentlichen. Bei dem zurzeit erhältlichen Material erschien es am richtigsten die Kosten pro PS_e der installierten Leistung für betriebsfertig aufgestellte Anlagen und einschliesslich aller Nebenanlagen anzugeben. Die in der Tabelle gegebenen Einheitspreise sind mittlere aus dem Jahre 1897—1905 und beziehen sich auf die volle Leistung und auf die betriebsfertig aufgestellte Anlage. Die eingeklammerten Zahlen stammen aus den Jahren 1904/1905. Sie beziehen sich aber nicht auf die betriebsfertig aufgestellte Anlage, sondern auf die Einheitskosten ab Fabrik, d. h. ohne die Kosten für Transport und Montage.

Es versteht sich von selbst, dass die Preise bei ein und derselben Gefällstufe mit der Grösse der Umdrehungszahl in dem Sinne veränderlich sind, dass sie bei kleiner Umdrehungszahl wachsen und bei grosser Umdrehungszahl abnehmen, ebenso dass die Preise mit wachsender Grösse abnehmen. Die Tabelle VII zeigt auch deutlich den Einfluss des Gefälles auf die Einheitskosten. Die verschiedenen Aufstellungsarten und Systeme, ob liegende, ob stehende, ob Schacht- oder Gehäuseturbinen, ob Francis- oder Freistrahlturbinen greifen bei einzelnen Gefällstufen übereinander, so dass die in Spalte 2 der Tabelle VII angegebenen Typen nicht die einzigen sind, welche in Frage kommen. Es war für den Verfasser hierbei das zunächst erreichbare Zahlenmaterial allein massgebend. Dass die Preise auch Schwankungen der Konjunktur unterliegen, will sagen, dass sie von den Materialpreisen und der Höhe der Löhne, sowie von dem Beschäftigungsgrade der Werkstätten abhängen, braucht wohl nicht besonders hervorgehoben zu werden. Es ist ferner selbstverständlich, dass, wenn auch die Herstellungskosten in der Fabrik dieselben wären, die wirklichen Kosten an Ort und Stelle einschliesslich der Montage in erheblichem Masse von

Tabelle VII.

lich der selbsttätigen Regler, Schützen, Schieber, Drosselklappen in und an dem Krafthause, sowie Haupt-Druckrohr und der Saugrohre.

500			1000			2000			4000		
Preis in Mk. pro PS_e	Umdrehungszahl in der Min.	Gewicht in kg p. PS_e	Preis in Mk. pro PS_e	Umdrehungszahl in der Min.	Gewicht in kg p. PS_e	Preis in Mk. pro PS_e	Umdrehungszahl in der Min.	Gewicht in kg p. PS_e	Preis in Mk. pro PS_e	Umdrehungszahl in der Min.	Gewicht in kg p. PS_e
6			7			8			9		
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
80,0	150	80,0	45	120	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	22 (18)	125 (180)	—	—	—	—	—	—	—
50,0	180	—	30	150—160	30,0	25,0	150-160	—	—	—	—
38,0 (29,0)	350 (350)	25,0 (25,0)	28	200	—	20,0	180—190	—	18,8 (14,0)	180 (180)	15,0 (15,0)
30,0	500	—	20 (15)	350 (350)	16,0 (16,0)	17,0	300	—	15,0	300	—
— (18,0)	— (500)	— (17,0)	17	350	11,0	13,0 (9,50)	350 (350)	8,0 (8,0)	9,0 (6,5)	350 (350)	6,0 (6,0)

dem mehr oder weniger weitem und schwierigem Transport, von den Hilfsmitteln, welche bei der Montage zur Verfügung stehen, von den Reisekosten des Personals usw. abhängen. Wenn z. B. eine Turbine von der Schweiz nach den Necaxa-Fällen in Mexiko transportiert werden und dort an einer Baustelle aufgestellt werden muss, zu welcher von der letzten Eisenbahnstation nur schlechte oder überhaupt keine geebneten Wege führen, so kann natürlich der Preis einer solchen Turbinenanlage pro PS_e das Doppelte und Dreifache von dem betragen, was dieselbe Anlage in der Schweiz selbst gekostet haben würde.

Übrigens sind die Transportverhältnisse auch bei der Wahl der Einheit und bei der Konstruktion der Turbinen insofern zu berücksichtigen, als die einzelnen Stücke nicht zu schwer werden dürfen, damit sie mit dem verfügbaren Transportmittel überhaupt noch transportiert werden können. Man hat z. B. bei der in Fussnote 39 S. 21 erwähnten Wasserkraftanlage in Kaschimir bei Srinagar trotz der Grösse der Gesamtanlage (20000 PS_e) keine grösseren Einheiten als 1000 KW = 1500 PS_e wählen können, weil als einziges Beförderungsmittel die zweiräderigen Ochsenkarren der Bergbewohner zur Verfügung standen[6]). Wenn also besonders schwierige Transportverhältnisse vorliegen, so muss natürlich auch davon den Turbinenbauanstalten bei der Anfrage nach Preisangaben Mitteilung gemacht werden.

Handelt es sich um eine grössere Anzahl von Einheiten als etwa 2—3, so können für die weiter hinzukommenden Einheiten die Einheitspreise der Tabelle VII mit einem Rabatt von etwa 10—15 % in Ansatz gebracht werden, weil sich in solchen Fällen die Modell-Transport- und Montagekosten pro Einheit immerhin erheblich billiger stellen.

[6]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 67.

Wie aus der Tabelle I ersichtlich, betragen die Turbinenkosten bei den daselbst aufgeführten Anlagen höchstens 31,5 % und mindestens 4,47 % der Gesamtanlagekosten der Wasserkraft einschliesslich der Turbinenanlage [7]). Im Durchschnitt von 15 Anlagen beträgt der auf die Turbinenanlage entfallende Teil 10,7 %. Die hohen Prozentsätze, 25,26 % bei Chèvres und bei Hafslund 31,5 % haben ihren Grund in der ausnahmsweisen Billigkeit der baulichen Anlagen dieser Werke und ferner darin, dass stehende Turbinen verwendet wurden, welche fast immer teurer ausfallen, als liegende. Lässt man die beiden Anlagen fort, so beträgt der Durchschnitt aus den dann noch verbleibenden 13 Anlagen rd. 8,0 %. Wenn man also auch beim überschläglichen Kostenanschlage bei der Wahl des Einheitspreises für die Turbinenanlage die Wirklichkeit selbst um 20 % verfehlt, so wird der Einfluss auf die im obigen Sinne aufgefassten Gesamtkosten doch nur durchschnittlich rd. 1,6—2,1 % ausmachen.

Diese Überlegung mag die Aufstellung der Tabelle VII trotz der erheblichen Abweichungen in den Preisen, welche sich im Einzelfalle ergeben können, rechtfertigen. Sie soll es dem Bauingenieur erleichtern, ohne grossen Zeitaufwand bei Aufstellung überschläglicher Kostenanschläge — und nur für solche ist die Tabelle bestimmt — zu einem Abschluss zu gelangen.

Die Schwankung des Nutzeffektes bei modernen Turbinen beträgt zwischen etwa $^4/_{10}$ Belastung und voller Belastung, meistens etwa 10—12 %, der höchste Nutzeffekt liegt oft nicht bei voller, sondern bei $^8/_{10}$ Belastung. Wie die Tabelle VII S. 256/257 lehrt, nehmen die Kosten pro PS_e der Turbinenleistung bei gleichem Gefälle sehr erheblich mit der wachsenden Grösse der Einheit ab. Im nächsten Abschnitt wird gezeigt werden, dass sowohl die indirekten, als auch die direkten Betriebskosten bei grossen Einheiten billiger werden. Aus diesen Gründen ist es deshalb zu empfehlen, die Turbineneinheiten so gross zu wählen, als es für den Fall nur irgend noch passt. Wenn z. B. die maximale Nutzleistung eines Krafthauses 10000 PS_e betragen soll, so ist es im allgemeinen vorzuziehen, 5 Einheiten zu 2500 PS_e aufzustellen, wobei eine Einheit als Reserve dienen würde, statt z. B. 12 Einheiten zu 1000 PS_e, es sei denn, dass die besondere Art der Kraftverwendung eine stärkere Unterteilung und eine Reserve in mehr als einer Einheit notwendig macht.

In der überwiegenden Mehrzahl der Fälle findet die Umwandlung der Wasserkraft in elektrische Energie statt, sofern es sich um Kraftübertragung und Kraftverteilung auf grössere Entfernungen handelt. Es sind zwar vor ca. 10 bis 15 Jahren umfangreiche Einrichtungen zur Verteilung von Kraft in Form von Druckwasser oder Druckluft angelegt worden, aber der Betrieb hat sich doch im Vergleich mit elektrischer Kraftübertragung als nicht konkurrenzfähig herausgestellt. So ist z. B. in Genf die Druckwasserverteilung, welche bei Ausbau der ersten Wasserkraftanlage dieser Stadt bei Coulouvrenière für gewerbliche Zwecke angelegt wurde, gegenüber der später nach dem Ausbau des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes Chèvres eingeführten Verteilung elektrischer Energie ganz in den Hintergrund getreten. In Antwerpen, wo bereits ein grosser Teil der Stadt mit Druckwasserleitungen nach dem System van Rysselberghe versehen war, ist seit etwa 8—9 Jahren die Druckwasserverteilung fast vollständig durch die Elektrizität verdrängt. Die bekannte Druckluft-

[7]) Also ausschliesslich des elektrischen Teils.

verteilung in einem Secteur von Paris nach dem System Popp hat wirtschaftlich vollkommen Fiasko gemacht und ist längst durch Elektrizität ersetzt.

Es gehört deshalb zu einem Anschlage meistens auch die Kenntnis der Preise von elektrischen Einrichtungen der Krafthäuser. Beim Projektieren und Veranschlagen derselben ist die Mitarbeit des Elektrotechnikers unentbehrlich. Sobald also die Projektunterlagen soweit geklärt sind, dass man die Grösse der zu gewinnenden Kraft kennt und die Wahl der Einheiten und des Systems treffen kann, so wird eine Anfrage bei einer oder mehreren elektrotechnischen Firmen am besten zum Ziele führen. Dieselben werden meistens bereit sein, Anschläge zu machen, wenn ihnen genügende Unterlagen mitgeteilt werden. Da aber auch hier, ähnlich wie bei den Turbinen, eine genauere Übersicht über das ganze Gebiet der elektrischen Krafterzeugung und Kraftverteilung für den projektierenden Bauingenieur unentbehrlich ist, damit er die baulichen Dispositionen des Krafthauses und der Fernleitungen etc. richtig treffen und damit er sachgemässe und ausreichende Angaben an die Elektrizitätsfirmen leiten und ihre Angebote beurteilen kann, sind in dem Kapitel III 6 B. der elektrische Teil der Krafthäuser und im Kap. III, 7 die Fernleitungen eingehender behandelt. Hier sollen nur Angaben über überschlägliche Preise folgen, welche für wirtschaftliche Vorarbeiten Verwendung finden können.

Die Preise der Generatoren hängen im geringeren Masse von der Wahl der Spannung und des Systems, im höheren Masse von der Umdrehungszahl ab. Zwischen 500 und 5000 Volt Spannung bleiben die Preise dieselben, sie nehmen zu, wenn die Spannung unter 500 Volt sinkt oder über 5000 Volt steigt und zwar ungefähr in folgender Weise:

bei	500	bis	400	und	5000	bis	7000	Volt	2 %
„	400	„	300	„	7000	„	8000	„	3 %
„	300	„	200	„	8000	„	9000	„	4 %
„	200	„	100	„	9000	„	10000	„	5 %
					10000	„	12000	„	7 %
						über	14000	„	10 %.

Schwieriger als die Veranschlagung der Hauptgeneratoren und der Erregermaschinen, wofür fast alle grossen Firmen ausführliche Preislisten herausgeben, ist die Veranschlagung von Schaltanlagen mit allem Zubehör, sowie die Veranschlagung der Beleuchtung des Krafthauses und der kleineren elektrischen Hilfsmaschinen etc. In dem Zahlenmaterial, welches sich über die elektrischen Einrichtungen von Wasserkraftanlagen finden lässt, ist meistens die ganze elektrische Einrichtung zusammengefasst, und es dürfte auch für überschlägliche Kostenanschläge der einfachste und sicherste Weg sein, wenn man die ganze elektrische Ausrüstung des Krafthauses pro installierte Einheit veranschlagt. Um das zu erleichtern und um dem Bauingenieur zunächst einige Unterlagen an die Hand zu geben, sind in der nachstehenden Tabelle VIII überschlägliche Preise, wie sie aus einer grösseren Anzahl ausgeführter Anlagen ermittelt wurden, für eine Reihe von Einheiten zusammengestellt. Diese Einheitspreise schliessen die ganze elektrische Ausrüstung der Zentrale einschliesslich aller Hilfsapparate, Erregermaschinen, Schaltanlagen und der Beleuchtungseinrichtung des Krafthauses selbst in sich[8]) und beziehen sich auf die Leistungen der Hauptmaschinen. Es ist vorausgesetzt, dass mindestens zwei Maschinen der in Spalte 1 angegebenen Leistung aufzustellen sind. Werden mehr Einheiten aufgestellt, so sind die hinzukommenden Einheiten mit einem

[8]) Aber ausschliesslich Transformatoren.

Preissatz von dem 0,75fachen der in der Tabelle angegebenen Preise in Rechnung zu stellen. Angenommen ist ferner, dass Spannungen zwischen 500 und 5000 Volt gewählt werden, anderenfalls sind die obigen Zuschläge zu machen, also wenn z. B. die Maschinenspannung zu 10000 Volt gewählt wird, 5 %. Die angegebenen Prozentsätze für die Zuschläge beziehen sich eigentlich nur auf die Generatoren, können aber auch für die Kosten der Gesamtanlage zur Anwendung kommen, weil die Kosten der Schaltanlage in ähnlicher Weise von der Spannung abhängen.

Tabelle VIII.

Kosten der betriebsfertig aufgestellten elektrischen Einrichtung von Krafthäusern.

Leistung der aufgestellten Einheit		Umdrehungszahl der Generatoren in der Minute	Kosten der Generatoren, einschliesslich der Erregermaschinen, der Schaltanlage, der Verbindungsleitungen, der Beleuchtung des Krafthauses etc.		Umdrehungszahl der Generatoren in der Minute	Kosten der Generatoren, einschliesslich der Erregermaschinen, der Schaltanlage, der Verbindungsleitungen, der Beleuchtung des Krafthauses etc. betriebsfertig	
der Turbinen in PS.	der Stromerzeuger in KW		pro PS. der install. Turbinen-Leitung	pro KW der install. Generatoren-Leistung		pro PS. der install. Turbinen-Leistung	pro KW der install. Generatoren-Leistung
1		2	3		4	5	
50	33	750	109,5	166	—	—	—
100	67	600	70	104,5	300	120	180,0
150	100	500	65	97,5	250	100	150,0
300	200	500	55	80,25	250	95	142,5
750	500	375	40	60,0	215	70	105,0
1 000	675	375	35	51,8	187	58	86,0
2 000	1 350	375	30	44,4	187	50	74,0
3 000	2 025	375	25	37,0	187	40	60,0
4 000	2 700	300	20	30,0	150	35	52,0

Im Kapitel III 6 B wird über die Wahl der Maschinen-Spannung und über die Fälle, wo sich die Verwendung von Transformatoren zur Erreichung einer höheren Spannung empfiehlt, näheres mitgeteilt werden. Hier mögen in Tabelle IX einige Preisangaben für Transformatoren folgen, um wenigstens für eine Anzahl von Fällen, welche die Praxis bieten kann, einigen Anhalt zu geben. Bei den Transformatoren wächst der Preis pro Einheit für ein und dieselbe Grösse mit der Höhe der Spannung, auf welche der Strom transformiert werden soll, weil sowohl die Schaltapparate, als auch die Transformatoren selbst bei höheren Spannungen sorgfältigere Arbeit und teuere Konstruktionseinzelheiten erfordern.

Der Preis pflegt auf KW mit Angabe des cos des Winkels der Phasenverschiebung bezogen zu werden, da die effektive Leistung der Transformatoren bei induktiver Belastung von der Phasenverschiebung abhängt, welche sich zwischen Spannung und Strom ergibt. (Näheres hierüber Kap. III 6 B.) Überwiegt der Anschluss von Asynchron-Motoren, so pflegt man mit einer Phasenverschiebung von $\cos \varphi = 0{,}8$ zu rechnen. Bei ganz induktionsfreier Belastung (reiner Lichtanschluss und bei Anschluss von Synchron-Motoren) wird $\cos \varphi = 1$. In der nachfolgenden Tabelle IX sind Einheitspreise von Transformatorenanlagen in KW bei $\cos \varphi = 0{,}8$ mitgeteilt. Die Preise pro KW bei $\cos \varphi = 1$ (KVA) lassen sich danach leicht ermitteln. Die Einheitspreise verstehen sich für die betriebsfertig montierten Gesamtanlagen einschliesslich der Leitungsverbindungen und aller Schaltapparate. Die Einheiten in KW für $\cos \varphi = 0{,}8$ der Tabelle IX, welche aus Umrechnung entstanden sind, stellen nicht die im Handel gangbaren Grössen dar. Letztere pflegen vielmehr auf volle KW abgerundet bei den kleineren Typen in Stufen

von 5 zu 5 KW, bei den Einheiten zwischen 50 und 100 KW in Stufen von 10 zu 10 und bei den grösseren Einheiten in noch grösseren Stufen gebaut zu werden. Da aber in der Tabelle IX Einheitspreise angegeben sind, so können die Einheitspreise normaler Typen gleich denjenigen der nach Tabelle IX nächstgelegenen Grössen angenommen werden. Preise für Transformatorenanlagen mit Leistungen und Spannungen, welche zwischen den angegebenen liegen, lassen sich für den überschläglichen Kostenanschlag mit hinreichender Genauigkeit durch Interpolation finden, indem man ein gradliniges Ansteigen der Preise zwischen 2 Werten der Tabelle annimmt. Für die grösseren Typen konnten leider nur vereinzelte Preise mitgeteilt werden, aber immerhin erscheinen sie schon wertvoll, weil sie dem Bauingenieur doch einen Begriff geben, wie hoch die Kosten derartiger Transformatorenanlagen ungefähr zu stehen kommen.

Tabelle IX.

Überschlägliche Einheitspreise von Öl-Transformatoren-Anlagen, einschliesslich Leitungsverbindungen und der Schaltapparate in Mark pro KW bei cos $\varphi = 0{,}8$. Alle baulichen Anlagen sind nicht in den Preisen enthalten. Die in Klammern beigefügten Preise gelten für Transformatoren mit Wasserkühlung.

Höhe der Oberspannung in Volt	Leistung eines Transformators									
	in PS_e	50	100	150	300	500	1 000	2 000	3 000	4 000
	in KW bei cos $\varphi = 1$	33	67	100	200	340	675	1 350	2 025	2 700
	in KW bei cos $\varphi = 0{,}8$	26,4	53,6	80	160	272	540	1 080	1 620	2 160
	Preise in Mark pro KW bei cos $\varphi = 0{,}8$									
2 000		60,0	42,0	38,0	32,0	—	15,0	(10)	(8,75)	(7,5)
5 000		62,0	46,0	38,0	32,0	—	—	12,0 (11)	—	—
10 000		64,0	47,0	40,0	35,0	22,0	16,0	12,0 (11)	—	—
15 000		66,0	48,0	41,0	—	23,0	—	—	9,0	—
20 000		—	—	43,0	37,0	24,0	17,0	13,0	—	—
30 000		—	—	48,0	40,0	26,0	18,5 (17)	13,0	—	9,5 (8,0)
40 000		—	—	—	—	—	(17)	11,5	—	(8,0)

Zur weiteren Vervollständigung des überschläglichen Kostenanschlages einer Wasserkraftanlage gehören dann noch die Kosten der Fernleitung durch welche die gewonnene elektrische Energie in den Schwerpunkt des Verwendungsgebietes zu leiten ist.

Die Kosten solcher Fernleitung können unter Umständen von sehr ausschlaggebender Bedeutung sein, wenn nämlich die Fernleitung im Verhältnis zur gewonnenen und verwendbaren Kraft verhältnismässig lang wird und unter schwierigen örtlichen Verhältnissen zu verlegen ist. Will man eine Wasserkraftanlage mit einer Wärmekraftanlage vergleichen, welch letztere man ganz in der Nähe des Verwendungsgebietes zu errichten in der Lage ist, so muss der Kostenanschlag für die Wasserkraftanlage alle Bauteile enthalten, welche dazu nötig sind, um die Kraft an derselben Stelle zu liefern, wo sie die Wärmekraftanlage zur Verfügung stellt. Die Fernleitung des elektrischen Stroms geschieht meistens durch blanke oberirdische Kupferleitungen, welche mittelst Porzellanisolatoren auf hölzernem oder eisernem Gestänge befestigt werden. Nur bei Führung der Leitungen durch städtische Strassen wird man statt der oberirdischen Fernleitung die erheblich teurere Kabelleitung zu wählen haben. Näheres hierüber ist im Kap. III, 7 Fernleitungen mitgeteilt.

Die Kosten einer Fernleitung pro km Länge hängen ab von:

Der Energiemenge, welche man übertragen will,

dem Effektverlust, welchen man am Ende der Leitung noch als zulässig erachten will,

der gewählten Spannung,

dem gewählten Stromsystem, sowie von

einer ganzen Reihe besonderer Umstände.

Jedem qmm Kupferquerschnitt des Leitungsdrahtes entspricht eine gewisse Leitfähigkeit bei bestimmter Temperatur; nimmt die Temperatur zu, so nimmt die Leitfähigkeit des Kupfers ab[9]). Man kann daher mit einem bestimmten Querschnitt und bei einer bestimmten Temperatur im Kupfer auch nur eine bestimmte Maximalmenge von Ampères übertragen. Deshalb hängt der Kupferquerschnitt und damit das Kupfergewicht bei gegebener Spannung von der Kraftmenge ab, welche übertragen werden soll. — Je grösser die Zahl der Ampères wird, welche man durch einen Draht von bestimmtem Querschnitt und bestimmter Länge hindurchleitet, um so grösser wird der Effektverlust durch Joulesche Wärme in der Leitung. Die Leitung kann deshalb einen um so kleineren Querschnitt erhalten, also um so billiger werden, je grösser der Effektverlust ist, den man am Ende der Leitung noch zulassen will. Wenn z. B. sehr reichliche Wasserkraft vorhanden ist, so dass die Effektverluste keine Rolle spielen, so wird man dieselben bei der Berechnung der Fernleitung grösser, als normal annehmen dürfen. — Von der Spannung hängen die Kosten in dem Masse ab, dass der erforderliche Drahtquerschnitt bei ein und derselben Leistung umgekehrt proportional dem Quadrate der Spannung ist. Bei Verdoppelung der Spannung braucht also der Querschnitt bei gleicher Leitfähigkeit des gewählten Leitungsmaterials und gleichem Effektverlust nur $1/4$ so gross zu sein. — Das gewählte Stromsystem beeinflusst die Kosten insofern, als die Zahl der erforderlichen Drähte bei den verschiedenen Systemen verschieden ist und als zu den Effektverlusten bei Gleichstrom durch Joulesche Wärme noch wirkliche und scheinbare Effektverluste durch Induktion hinzukommen können. Näheres über alle diese Punkte ist im Kap. III 6 B mitgeteilt. — Was die besonderen Umstände betrifft, welche den Preis von Fernleitungen beeinflussen, so mögen hier nur folgende kurz hervorgehoben werden:

Die jeweiligen Preise für Kupferdraht, Isolatoren und Gestänge, sowie die Höhe der Löhne und Transportkosten; die Art des Baugrundes, auf welchen das Gestänge aufgestellt werden muss; das Längenprofil der Trace, ob bergig oder eben, ob wegsam oder unwegsam, ob zahlreiche Wasserläufe, Wege und Eisenbahnen zu überschreiten und viele und lange Ortschaften zu durchqueren sind, für welche Schutznetze erforderlich werden, ob viele Abzweigstellen anzulegen sind, welche an den Abzweigpunkten stärkeres Gestänge und besondere Schalt- und Blitzschutzapparate etc. erfordern und anderes mehr. Unter Umständen kann auch, wenn es nicht möglich ist, die Fernleitung unter Benutzung öffentlichen Bodens, längs vorhandener Strassen und Wege zu verlegen, der Grunderwerb recht schwer ins Gewicht fallen. Über letzteren Punkt kann sich aber der entwerfende Ingenieur durch Besichtigung der Örtlichkeit auf Grund vorhandener Karten und durch Nachfrage bei ortskundigen Leuten wegen der Grund- und Bodenpreise leicht einen genügenden Überblick verschaffen.

Sind die Leitungsquerschnitte nach den Angaben in Kap. III, 6 B berechnet, so wird man nach Anleitung der im Kap. III, 7 gegebenen Einzelheiten und Einzelpreise

[9]) In der Praxis werden die Unterschiede der Leitfähigkeit des Kupfers infolge von Temperaturschwankungen bei Berechnung der Kupferquerschnitte von Fernleitungen meist ganz vernachlässigt.

in der Lage sein, die Fernleitungen zu veranschlagen. Für den speziellen Anschlag wird es aber stets zu empfehlen sein, dass der projektierende Bauingenieur Kostenanschläge von Elektrizitätsfirmen einholt oder einen Elektrotechniker zu Rate zieht. Indessen wird es oft notwendig sein, noch bevor die Trace der Fernleitung näher bestimmt und Querschnittsberechnungen und Einzelveranschlagungen gemacht werden können, für vergleichende Rechnungen die Kosten der Fernleitung in überschläglicher Weise zu ermitteln. Um hierfür Anhaltspunkte zu geben, sind in Tabelle X eine Anzahl Einheitspreise pro km mitgeteilt, welche nach einer grösseren Reihe ausgeführter und projektierter Anlagen als durchschnittliche ermittelt worden sind. In der Tabelle X ist Drehstrom angenommen, weil dieses Stromsystem gegenwärtig in mindestens 95 Fällen von 100 für elektrische Fernleitungen auf grössere Entfernungen zur Anwendung kommt. Die Spannung ist derart berücksichtigt, dass für eine Leitungslänge von 1 km 1000 Volt Spannung angenommen wurde und ferner, dass diese Spannung um je 500 Volt pro km mehr Länge bis zu einer Spannung von 40000 Volt zunimmt. Höhere Spannungen gehören immerhin noch zu den Ausnahmen. Hiernach würde also bei einer Leitungslänge von 10 km in Tabelle X eine Spannung von 5500 Volt und bei einer Leitungslänge von 79 km und mehr eine Spannung von 40000 Volt vorausgesetzt sein. Die Effektverluste sind in der Weise berücksichtigt, dass bis zu einer Leitungslänge von 5 km Effektverluste von 5% und dann steigend bis zu 20% bei 100 km und mehr als zulässig betrachtet wurden. Es ist bei den Einheitspreisen der Tabelle X ferner angenommen, dass die Fernleitung auf ebenem Terrain zu verlegen ist und dass überall gute Wege vorhanden sind, auf welchen das Material herangeschafft werden kann. Schliesslich wurde angenommen, dass nicht mehr als etwa 5% der Gesamtlänge mit Schutznetzen zu versehen sind und dass für das Gestänge selbst sich überall gesundes, tragfähiges Erdreich findet. Wenn also z. B. in einem Spezialfalle die Fundamentlöcher für das Gestänge in Felsen auszusprengen wären, oder wenn in einem Moore besonders schwierige Fundierungen notwendig würden, so müssten Zuschläge gemacht werden. Dasselbe würde auch für alle übrigen Verhältnisse zutreffen, sofern sie von den zugrunde gelegten erheblich abweichen sollten. Die Kosten pro km für Leitungen, welche zwischen den in der Tabelle X angegebenen liegen, kann man durch Interpolation finden, indem man ein gradliniges Anwachsen der Preise von Stufe zu Stufe annimmt. Diese Annahme entspricht zwar der Wirklichkeit nicht, ist aber hier zulässig, wo es sich nur um überschlägliche Zahlen handelt.

Es könnte auffallen, dass die Preise pro km angegeben sind, ohne dass auf die Gesamtlänge weitere Rücksicht genommen ist, als sie bereits in der angenommenen Abhängigkeit der Spannung und der Effektverluste von der Länge, liegt. Danach wäre also eine Leitung gleichen Systems, gleicher Spannung, gleicher Kraftleistung und gleicher Örtlichkeit für 5 km Länge pro km ebenso teuer, als eine solche von 50 km Länge. Das ist genau genommen gewiss nicht der Fall, weil sich die Transport- und Montagekosten bei grösseren Längen verbilligen und weil auch die Materialbeschaffung bei grösserem Bedarf in der Regel zu günstigeren Bedingungen möglich sein wird. Leider reichte das für den Verfasser greifbare Zahlenmaterial nicht aus, um auch die Leitungslänge nach den letzterwähnten Gesichtspunkten zu berücksichtigen. Bei den Angaben von Kosten ausgeführter Anlagen ist es oft nicht ohne weiteres möglich, die Kosten der reinen Fernleitungs-Anlage zu erkennen, weil genaue Angaben über den Anteil von Grunderwerb fehlen, ferner weil in einem Falle die Transformatoren und ein Teil des sekundären Netzes mit in dem Gesamtpreise enthalten sind, in einem anderen wieder nicht; ferner weil sehr oft bei einer Fernleitungsanlage nicht

ein und derselbe Kupferquerschnitt von Anfang bis zum Ende vorhanden ist, sondern sich dieser Querschnitt nach Abzweigungen oft erheblich verändert u. s. f. Da aber schliesslich den kleineren Kraftleistungen meist auch kleinere Leitungslängen entsprechen, so wird der besprochene Mangel der Tabelle X nicht allzuschwer ins Gewicht fallen.

Für das Gestänge sind bis zu 3000 PS_e oder rd. 2025 KW hölzerne Masten, bei grösseren Kraftübertragungen eiserne Masten angenommen. Das entspricht wohl dem Durchschnitt der ausgeführten Anlagen, obwohl selbstverständlich auch andere Dispositionen vorkommen. Man kann aber bei Aufstellung eines Kostenanschlages nach den Mitteilungen im Kap. III, 7 den Einfluss des Gestänges selbst feststellen und danach etwaige Korrekturen vornehmen.

Am Ende der Fernleitung ist der Strom meistens in Umformer- oder Transformatoren-Stationen auf eine kleinere Spannung zu bringen, wie sie für das Verteilungsnetz oder für direkt angeschlossene grössere Konsumenten notwendig ist. Die bauliche Anlage dieser Stationen wird unter Berücksichtigung dessen, was im Kap. III, 7 mitgeteilt werden wird, unschwer veranschlagt werden können. Für die Veranschlagung von Wechselstromtransformatoren gibt die Tabelle IX einige Anhaltspunkte, bezüglich der Gleichstrom-Umformer wird auf Kap. III, 6B verwiesen.

Tabelle X.

Überschlägliche Kosten pro km Fernleitung, bei Drehstrom mit je 3 Drähten unter der Annahme, dass die Spannung mit 1000 Volt bei 1 km Leitungslänge beginnend um je 500 Volt pro 1 km Mehrlänge zunimmt bis zu einer Spannung von 40000 Volt. Ferner unter der Annahme, dass bis zu 5 km Leitungslänge Effektverluste am Ende der Fernleitung von 5% und dann steigend bis zu 20% bei 100 km zugelassen sind. Die Kosten sind ausschliesslich Grunderwerb zu verstehen[10])

Kosten für 1 km Leitungslänge in Mark						
Grösse der zu übertragenden Kraft:						
in PS_e	50	200	1 000	3 000	8 000	20 000
in KW bei $\cos\varphi = 1$	33	135	675	2 025	5 400	14 000
Kosten der Fernleitung pro km in Mk. .	2 500	2 500	3 500	5 500	10 000	25 000

Handelt es sich nicht um die Kraftlieferung an einen einzelnen Grossabnehmer, sondern um die Verteilung an eine grosse Anzahl von Abnehmern, so kommt zu den bisher besprochenen Anlagen noch das Verteilungsnetz. Die Besprechung der näheren Umstände und Gesichtspunkte, welche hierbei zu berücksichtigen sind, fällt aber nicht mehr in den Rahmen dieses Bandes, vielmehr gehört dieses Gebiet ausschliesslich dem Elektrotechniker[11]).

[10]) Bei Tabelle X ist ein London-Kupferpreis von 60 Lstl. pro t Elektrolyt-Kupfer zugrunde gelegt.

[11]) Fritz Hoppe macht in seinem Buche „Wie stellt man Projekte, Kostenanschläge etc. für Elektrizitätswerke auf S. 240" folgende Angaben über durchschnittliche Kosten von Verteilungsnetzen, welche bei ganz generellen Kostenanschlägen den ersten Überblick erleichtern:

	bei Ortschaften unter 10 000 Einwohnern	bei Ortschaften von 10 000 bis 50 000 Einwohnern
Kosten pro angeschlossene 16 kerzige (50 W) Lampe	15 Mk.	16 Mk.
Kosten pro angeschlossenes KW .	300 „	320 „
Kosten pro KW Gesamt-Zentralleistung	415 „	334 „
Kosten pro 1000 Einwohner . . .	12 800 „	6 900 „

In Wirklichkeit schwanken die Kosten von Verteilungsnetzen in sehr weiten Grenzen, so dass es fast unmöglich erscheint, hierfür allgemein gültige Annäherungswerte zu finden.

Da es aber für den Bauingenieur oft notwendig ist, um bei den wirtschaftlichen Vorarbeiten zu einem Endresultat zu kommen, die Kosten des Verteilungsnetzes wenigstens überschläglich zu berücksichtigen, mag nachstehend eine Zahlenreihe Aufnahme finden, welche Fritz Hoppe aus der Statistik der Vereinigung deutscher Elektrizitätswerke für das Jahr 1903 ermittelt und in der Elektrotechnischen Zeitschr. 1905 S. 673 mitgeteilt hat:

Auf 1 KW der normalen Gesamtleistung der Zentrale entfallendes Anlage-Kapital in Mk.

	Normale Gesamtleistung der Zentrale in KW	Anzahl der in Betracht gezogenen Werke	Anlagekosten pro KW Zentralenleistung für						
			Grundstück und Gebäude, einschliessl. Schornstein und Fundamente	Kessel, Kesseleinmauerung, Speisepumpen, Kondensatoren, Kühlvorrichtungen, Rohrleitungen, Maschinen, Umformer, Apparate	Akkumulatoren und Transformatoren	Leitungsnetz, einschliesslich Hausanschlüsse	Zähler	Beleuchtung, Laufkrane, Heizung, Werkzeug, Materialien und Kohlentransportvorrichtung, Strassen u. Wege, Einfriedigungen u. Sonstiges	Gesamtkosten als Summe aus 1 bis 6
			1	2	3	4	5	6	7
1	über 5000	7	305	410	103	445	52	55	1 380
2	„ 2000—5000	13	230	410	106	585	70	57	1 460
3	„ 1000—2000	20	250	390	110	500	59	51	1 360
4	„ 500—1000	18	350	450	90	440	61	69	1 460
5	„ 250—500	16	340	430	108	560	45	57	1 570
6	„ 100—250	24	405	520	130	525	128	62	1 770
7	„ 100	14	560	662	210	750	180	78	2 440
		112							

Unberücksichtigt geblieben sind bisher noch die Kosten für Bauleitung, für Unvorhergesehenes, für Bauzinsen und für die Kapitalbeschaffung. Die Beträge für Bauleitung und Unvorhergesehenes — mit letzterem muss man erfahrungsgemäss bei jeder Anlage rechnen — werden am besten in einem Pauschalzuschlage von etwa 10 % zur Gesamtsumme zum Ausdruck gebracht. Es ist meistens nicht möglich, von vornherein alle Umstände, welche eintreten können, zu übersehen und daher ein Ausgleichposten in jedem Anschlage für so verwickelte Anlagen, wie es Wasserkraftwerke sind, unbedingt nötig.

Was die Bauzinsen betrifft, so empfiehlt es sich, die Zinsen für die Hälfte des Baukapitals auf die ganze Dauer der Bauzeit mit dem Zinsfuss, zu welchem das Geld beschafft werden kann, einzusetzen. Steht der Bauplan ganz fest, und kann man mit genügender Wahrscheinlichkeit die Beendigung der einzelnen Bauteile übersehen, so ist es natürlich vorzuziehen, wenn man diese Umstände spezieller bei der Bauzinsenberechnung berücksichtigt.

Bei der Kapitalbeschaffung kommt es zunächst darauf an, ob die Anlage vom Staat, einer Provinz, einer Gemeinde, einer öffentlichen Genossenschaft oder dergl. ausgeführt wird, oder ob es sich um ein Privatunternehmen handelt. Ist eine öffentliche Körperschaft die Bauherrin, so werden meistens Zuschläge für die eigentliche Kapitalbeschaffung entbehrlich sein. Handelt es sich aber um ein Privatunternehmen, so kommt es sehr darauf an, 1) ob der Ausbau der Wasserkraftanlage an eine bereits bestehende Gesellschaft angegliedert oder für Rechnung bestimmter Personen oder Firmen ausgeführt wird, in welchen Fällen schon mit Sicherheit übersehen werden kann, zu

welchen Bedingungen Geld für das neue Unternehmen zu beschaffen ist, oder 2) ob es sich um die Gründung einer besonderen Gesellschaft ad hoc handelt. In letzterem Falle müssen die Kosten der Gesellschaftsgründung, Bankprovisionen, Aktienstempel und dergleichen mehr im Anschlage berücksichtigt werden. Die Lasten in dieser Beziehung sind in den verschiedenen Ländern sehr verschieden und es muss sich deshalb der projektierende Ingenieur bei Rechtsverständigen und Finanzleuten über die einschlägigen Verhältnisse erkundigen. Es genügt an dieser Stelle, darauf hinzuweisen, dass dieser Posten nicht vergessen werden darf. Beim ersten überschläglichen Anschlag empfiehlt es sich, wenn eine Gesellschaftsgründung in Aussicht genommen ist, für die Kapitalbeschaffung allein 5—10% derjenigen Anschlagssumme vorzusehen, welche für den ersten Ausbau ermittelt ist.

Die Höhe des rechnerisch erforderlichen Gesamtkapitals kann unter Umständen noch von dem Resultat der ersten Rentabilitätsberechnung beeinflusst werden, wenn sich nämlich für die ersten Betriebsjahre keine Reinüberschüsse ergeben. Ist das ganze Kapital in Aktien beschafft, so entsteht noch kein Betriebsverlust, wenn die Einnahmen gegen die Ausgaben ausschliesslich der Verzinsung aufgehen. Denn Aktien sind keine Schulden. Muss aber das Kapital verzinst werden, weil es etwa in Form von Schulden aufgenommen ist, so entstehen, wenn der Zinsendienst nicht aus den Einnahmen gedeckt werden kann, Betriebsverluste, für welche Barmittel vorhanden sein müssen. Man muss also bei der Kapitalbeschaffung gleich mit den etwaigen Betriebszuschüssen der ersten Jahre rechnen, sofern die Rentabilitätsberechnung nicht die Deckung aller Betriebsausgaben von vornherein mit einiger Sicherheit erwarten lässt. Es gehört nicht zu den Seltenheiten, dass an sich sehr gute Wasserkraftanlagen in den ersten 1—2 Jahren noch nicht eine bürgerliche Verzinsung aufbringen. An dieser Stelle genügt es, auch auf diesen Punkt hingewiesen zu haben.

2. Die Betriebskosten von Wasserkraftanlagen.

Bei der Feststellung der Betriebskosten von Wasser-Kraft-Anlagen hat man zu unterscheiden in indirekte und direkte Betriebskosten.

I. Unter indirekten Betriebskosten sind zu verstehen:

a) die Verzinsung des Kapitals,

b) die Tilgung des Kapitals,

c) die Rücklage für die Erneuerungen der Anlage.

Oft findet man die Rücklagen für Tilgung und Erneuerung unter der Bezeichnung „Abschreibung“ zusammengefasst. Es ist aber zu empfehlen, diesen Posten in Tilgung und Erneuerung zu trennen, weil das dem Sinne und dem Zwecke der Rücklagen mehr entspricht.

a) Die Höhe des Zinsfusses für die Verzinsung des Kapitals hängt naturgemäss von der Art der Kapitalbeschaffung ab. Am zweckmässigsten ist es, in der Betriebskostenberechnung den ortsüblichen Zinsfuss zu berücksichtigen, da sich schliesslich aus der Rentabilitätsberechnung ergeben wird, welche Überschüsse erzielt werden können und welche Gesamtverzinsung des Kapitals stattfinden kann. In den nachfolgenden Betriebskostenberechnungen ist als Zinsfuss 4,5% eingesetzt.

b) Was die Tilgung betrifft, so hängt der Prozentsatz von der Zeitdauer ab, in welcher das Unternehmen getilgt werden muss. Wenn es sich um zeitlich unbeschränkte Konzessionen oder um Anlagen an Wasserläufen handelt, welche Eigentum

des Unternehmers sind, so kann es unter Umständen gerechtfertigt sein, von der Tilgung der Kosten der eigentlichen Wasserkraftanlage überhaupt ganz abzusehen. Ist die Konzession zeitlich beschränkt, so muss die Konzessionsdauer berücksichtigt werden. In den nachfolgenden Betriebsberechnungen ist für Wasserkraftanlagen eine Tilgung in 50 Jahren bei einem Zinssatz für das jährlich zurückgelegte Kapital von 4% angenommen, und es ist dementsprechend der Tilgungssatz von 0,7% eingeführt.

c) Die Rücklagen für die Erneuerungen sind bei den einzelnen Bauteilen verschieden zu normieren. Bei sachgemäss und mit gutem Material ausgeführten Wasserbauten ist eine Erneuerung für das Wehr und den Werkkanal nicht zu erwarten, wenn eine ordnungsmässige Unterhaltung erfolgt. Es ist deshalb gerechtfertigt, für den wasserbaulichen Teil der Anlagen Rücklagen für Erneuerungen überhaupt nicht vorzusehen, sondern die tatsächlichen Erneuerungen, welche an den beweglichen Teilen und an dem Rechen vorkommen können, in die direkten Betriebskosten mit aufzunehmen. Auch bei gut angelegten Druckrohren kann man eine Lebensdauer von 50 Jahren annehmen. Nur wenn beispielsweise hölzerne oder eiserne Brücken über den Werkkanal führen, oder wenn die Unterhaltung viel befahrener Strassen dem Unternehmer obliegt, ist es zu empfehlen, für diese Bauwerke besondere Rücklagen in den Erneuerungsfond zu machen.

Bei den Turbinenanlagen hängt die Höhe der Rücklagen für den Erneuerungsfond von der jährlichen Betriebsdauer ab. Es ist angenommen, dass eine Turbinenanlage,

bei 3000- bis 3600-stündigem Betriebe jährlich, nach 25 Jahren,
bei 7200-stündigem Betriebe nach 17 Jahren und
bei 8520-stündigem Betriebe nach 15 Jahren vollständig erneuert werden muss. Dementsprechend sind die Prozentsätze zur Berechnung der Rücklagen zu 2,4%, 4,2% und 5% angenommen. Der Verschleiss der Turbinenschaufeln muss durch die direkten Betriebskosten gedeckt werden.

Für den elektrischen Teil des Krafthauses ist angenommen, dass derselbe
bei 3000 bis 3600-stündigem Betriebe nach 20 Jahren,
bei 7200-stündigem Betriebe nach 15 Jahren,
bei 8520-stündigem Betriebe nach 14 Jahren
einer vollständigen Erneuerung bedarf, und es sind dementsprechend die Prozentsätze für die Rücklage zu 3,4%, 5% und 5,6% angenommen. Diese Annahmen sind jedenfalls ungünstig und die Prozentsätze deshalb reichlich und das um so mehr, als die Maschinen, Apparate und Leitungen auf jeden Fall einen erheblichen Altwert behalten, welcher abzuziehen wäre. Abschliessende Erfahrungen liegen noch nicht vor, und so ist es schliesslich ein Gebot der Vorsicht, reichlichere Prozentsätze zugrunde zu legen.

Bei den Fernleitungen muss man unterscheiden zwischen den Kosten für das Kupfer, für die Isolatoren und für das Gestänge. Im grossen Durchschnitt entfällt auf das Gestänge bei kleinen Anlagen etwa die Hälfte der Kosten und bei grösseren Anlagen weniger, bis zu etwa einem Drittel. Darüber, ob das Kupfer durch die Stromführung im Laufe der Zeit verändert wird, so dass es schliesslich einer vollkommenen Erneuerung bedarf, liegen abschliessende Erfahrungen noch nicht vor. Jedenfalls darf man aber annehmen, dass solche Veränderungen nicht vor Ablauf von 50 Jahren eintreten, innerhalb welcher Zeitdauer die Tilgung der ganzen Anlage angenommen ist. Bei den Isolatoren kommt Bruch durch Steinwurf und durch Blitzschlag vor, aber derselbe ist im grossen Durchschnitt nicht von Erheblichkeit. Bei der Güte des Materials

und der Ausführung, welche heute von den Fabrikanten geboten wird, widerstehen die Porzellanisolatoren den Einwirkungen des Wetters. Dagegen bedarf das Gestänge, wenn es aus Holz und nicht imprägniert ist, in 8 Jahren, wenn es imprägniert ist, in 12 Jahren einer vollständigen Erneuerung. Über die Lebensdauer gut unterhaltener eiserner Masten liegen bestimmte Erfahrungen noch nicht vor, aber man wird annehmen dürfen, dass sie 30 bis 40 Jahre halten, ohne eine Erneuerung zu erfordern. Bei den in den nachfolgenden Tabellen XI, XII und XIII aufgestellten Betriebskostenberechnungen ist für die Fernleitung ein Satz von 3,5% der Gesamtanlagekosten als Rücklage in den Erneuerungsfond vorgesehen, was einer Lebensdauer des hölzernen Gestänges von etwa 12 Jahren entsprechen dürfte.

II. Die direkten Betriebskosten.

Die direkten Betriebskosten zerfallen in drei Hauptgruppen, nämlich:

a) in diejenige für die Unterhaltung der Anlagen in gutem und betriebsfähigem Zustande,

b) in diejenige für die Bedienung und für Schmier- und Putzmaterial,

c) in diejenige für die allgemeine Verwaltung.

a) Die Unterhaltung wird bei der Berechnung der Betriebskosten am besten auch in % des Anlagekapitals zum Ausdruck gebracht, weil sich eine ganz scharfe Grenze zwischen Unterhaltung und Bedienung nicht ziehen lässt und deshalb eine Spezifikation sehr schwierig wird. Auch führt solche bei Voranschlägen leicht zu Irrtümern.

Beim wasserbaulichen Teil und bei der Fernleitung sind die Unterhaltungskosten von der Betriebsdauer unabhängig. Es ist für die Unterhaltung eines Wehres und eines Kanals bei guter Ausführung nicht von Belang, ob Wasser in den Turbinen benutzt wird oder nicht. Ebenso hat es auf die Unterhaltungskosten der Fernleitung keinen nennenswerten Einfluss, ob Strom täglich 10 oder 24 Stunden durch die Leitungen geht. Dagegen wird die Unterhaltung bei allen maschinellen Teilen und im gewissen Grade auch bei dem hochbaulichen Teile durch die Betriebsdauer beeinflusst. Für den wasserbaulichen Teil ist in den nachfolgenden Tabellen Nr. XI, XII und XIII für die Unterhaltung ein Satz von 0,5% zugrunde gelegt, welcher sich bei einer Anzahl von Wasserkraftanlagen als ausreichend herausgestellt hat.

Für die Fernleitung sind Unterhaltungskosten deshalb nicht eingesetzt, weil dieselben mit in der Bedienung enthalten sind und der Ersatz des Gestänges bereits unter den indirekten Betriebskosten (Erneuerung) Berücksichtigung gefunden hat.

Für die Turbinen und für den elektrischen Teil wurde
bei 3000 bis 3600 Betriebsstunden ein Satz von 1,5%,
bei 7200 Betriebsstunden ein Satz von 2,5% und
bei 8520 Betriebsstunden ein Satz von 3,0% angenommen.

Die Kosten der Unterhaltung hängen natürlich sehr stark von der guten Schulung und der Sorgfalt des Personals ab. Die angenommenen Sätze sind aber für normale, gutgeleitete Anlagen ausreichend, vorausgesetzt, dass für die Ausscheidung von Schlick, Sand und Kies aus dem Triebwasser in sachgemässer und ausreichender Weise gesorgt ist.

Für den hochbaulichen Teil wurden
bei 3000 bis 3600 Stunden 0,75%

bei 7200 Betriebsstunden 1,0 % und
bei 8520 Betriebsstunden 1,1 % zugrunde gelegt, worin die Feuerversicherung mit enthalten ist.

b) Die Bedienung. 1. Die personellen Bedienungskosten hängen naturgemäss ebenfalls von der Betriebsdauer ab, allerdings nur in grösseren Staffeln, denn ob bei Tagesbetrieb im Jahre 3600 oder 3000 oder 2500 Betriebsstunden geleistet werden, macht bei den Löhnen nur einen sehr geringen Unterschied. Die Bedienung des wasserbaulichen Teiles ist in den nachfolgenden Tabellen wiederum in Prozenten der Anlagekosten zum Ausdruck gebracht. Bei Betriebskostenberechnungen für einen ganz bestimmten Fall lassen sich je nach der besonderen Art des Wehres, der Werkkanäle und der Druckrohre und je nach der Entfernung des Wehres vom Krafthause und der sonstigen örtlichen Umstände Dienstpläne für das notwendige Personal aufstellen und hiernach unter Zugrundelegung der ortsüblichen Löhne die Kosten für die Bedienung der wasserbaulichen Anlage ohne Schwierigkeit veranschlagen.

Beim Ansatz für die personellen Bedienungskosten im Krafthause etc. ist in den Tabellen XI, XII und XIII angenommen, dass sowohl bei der 200 PS_e-Anlage, als auch der 600 PS_e-Anlage 3 Mann, bei der 2000 PS_e-Anlage 5 Mann während einer Schicht ausreichend sind. Demgemäss sind die Kosten für die Bedienung im Krafthause, wozu bei der 2000 PS_e-Anlage die Bedienung an den Transformatorenstationen am Ende der Leitung kommt, beim 7200stündigen Betriebe doppelt so hoch als beim 3000 bis 3600-stündigen Betriebe. Für den 8520stündigen Betrieb sind entsprechende Zuschläge für Überstunden und Hilfspersonal gemacht.

Die Kosten für die Bedienung der Fernleitung hängen nicht ab von der Betriebsdauer, es muss vielmehr die Fernleitung täglich in ihrer ganzen Länge in Augenschein genommen werden, um zu sehen, ob nicht Zerstörungen von Isolatoren, Schutznetzen, Blitzableitern, Schaltapparaten etc. oder Gestängebrüche und dergl. vorgekommen sind. Bei kurzen Längen kann die Bedienung der Fernleitung von Hilfsarbeitern besorgt werden, welche noch in dem Krafthause weitere Beschäftigung finden. Bei längeren Fernleitungen wird hierfür ein besonderer Dienst einzurichten sein. Je nach der Schwierigkeit des Terrains, auf welchem die Fernleitung errichtet ist, können die Kosten wachsen, denn bei unwegsamen bergigen Tracen kann ein Mann nur eine wesentlich kürzere Strecke bedienen, als wenn die Fernleitung längs einer Chaussee steht. Sind viele Schutznetze vorhanden, welche erfahrungsgemäss zahlreiche Reparaturen erfordern, so müssen die Unterhaltungskosten wachsen.

In ebenem Terrain und wenn die Leitungen in der Nähe fahrbarer Strassen sich befinden, so dass das Bedienungspersonal per Rad oder Motorrad die Strecke befahren kann, betragen die Bedienungskosten und Unterhaltungskosten von Fernleitungen (ausschliesslich der Erneuerung des Gestänges) ungefähr:

Bei Längen bis zu 5 km und ca. 200 PS_e oder 133 KW zu übertragende Leistung ungefähr 12 % der Anlagekosten.

Bei Längen von 5—10 km und ca. 200—600 PS_e oder 133—400 KW zu übertragende Leistung 12 bis 8 % der Anlagekosten.

Bei Längen von 10—20 km und ca. 600—2000 PS_e oder 400—1350 KW zu übertragende Leistung 8 bis 5 % der Anlagekosten.

Bei Längen von 20—40 km und ca. 2000—4000 PS$_e$ oder 1350—2700 KW	zu übertragende Leistung 5 bis 3,5 % der Anlagekosten.
Bei Längen von 40—60 km und ca. 4000—6000 PS$_e$ oder 2700—4050 KW	zu übertragende Leistung 3,5 bis 2,5 % der Anlagekosten.
Bei Längen von 60—80 km und ca. 6000—8000 PS$_e$ oder 4050—5400 KW	zu übertragende Leistung 2,5 bis 2,0 % der Anlagekosten.

Diese Zahlen sind nur für überschlägliche Kostenanschläge verwendbar. Es ist hierbei die Wahl von Spannungen vorausgesetzt, wie sie in Tabelle X zugrunde gelegt sind. Bei genauen Betriebskostenberechnungen müssen die personellen und sachlichen Kosten im einzelnen veranschlagt werden (vergl. Kap. III, 9: Der Betrieb von Wasserkraftanlagen). In der obigen Zahlentafel ist ein Anwachsen der zu übertragenden Leistung mit der grösseren Länge angenommen, weil die aus der Praxis entnommenen Zahlen durchschnittlich ein solches Bild zeigten. Für neu zu projektierende Anlagen werden sich oft ähnliche Verhältnisse ergeben. Je grösser die Anlagekosten namentlich für Kupfer und Isolatoren pro km Fernleitung sind, um so kleiner werden naturgemäss im allgemeinen die Prozentsätze für Bedienung und Unterhaltung ausfallen.

2. Der Verbrauch von Schmier- und Putzmaterial pro PS$_e$-Stunde bei Turbinenanlagen hängt, abgesehen von der Grösse der Einheiten, wesentlich von dem Gefälle und von den gewählten Turbinensystemen ab. Je grösser das Gefälle, um so kleiner wird das Gewicht der Turbine bei gleicher Leistung und gleichem System. Stehende Turbinen verbrauchen bei gleicher Leistung mehr Schmier- und Putzmaterial als liegende, Turbinen mit Kammradübertragung mehr als direkt gekuppelte, Gehäuseturbinen mehr als Schachtturbinen, liegende Gehäuseturbinen mit einseitigem Ausguss mehr als solche mit symmetrischem zweiseitigem, Francisturbinen mehr als Peltonräder, langsam laufende mehr als Schnelläufer etc. Wenn man unter der Rubrik „Schmieröl“ den ganzen Ölverbrauch berücksichtigen soll, spielt es natürlich eine Rolle, ob die selbsttätigen Turbinenregler mit Druckwasser oder mit Drucköl angetrieben werden, obwohl im letzteren Falle das Öl in einem Kreislaufe bewegt wird und der effektive Verbrauch nicht gross ist.

Bei der elektrischen Anlage hängt der Verbrauch von Sehmier- und Putzmaterial pro PS$_e$-Stunde, abgesehen von der Grösse der Einheiten, in erster Linie von der Umdrehungszahl der Generatoren ab. Wenn der ganze Ölverbrauch unter der Rubrik „Schmier- und Putzmaterial“ einbegriffen wird, so ist von nicht unwesentlicher Bedeutung ob Öltransformatoren und Ölwiderstände namentlich für die Blitzschutzanlagen verwendet werden.

Für die spezielle Betriebskostenberechnung muss sich daher der Bauingenieur durch Anfrage bei den Konstruktionsfirmen zuverlässige Daten zu verschaffen suchen.

Zur Verwendung bei überschläglichen Betriebskostenberechnungen für Vorarbeiten können die nachstehend angegebenen Einheitskosten dienen, welche sich nach den Erfahrungen des Verfassers in der Praxis bei guter Wartung als auskömmlich erwiesen haben.

Kosten für den Öl-, Schmier- und Putzmaterialverbrauch pro PS_e-Stunde.

a) Beim Betriebe von Turbinen-Anlagen.

1. Leistung der Turbine in PS_e	50	200	600	800	1 000	2 000	3 000	4 000
2. Kosten für Schmier- und Putzmaterial pro PS_e-Stunde in Pfennigen	0,15	0,10	0,06	0,04	0,02	—	—	—

b) Beim Betriebe des elektrischen Teiles des Krafthauses.

3. Grösse der direkt gekuppelten Einheit der Generatoren in KW	33	135	405	540	675	1 350	2 025	2 700
4. Kosten für Schmier und Putzmaterial pro PS_e-Stunde der Antriebsmaschinen in Pfennigen	0,15	0,10	0,06	0,045	0,040	0,030	0,027	0,025

Es ist bei den obigen Preisen ad a) angenommen, dass die selbsttätigen Regler mit Druckwasser angetrieben werden und bei den Preisen ad b), dass von 1000 PS_e oder 675 KW an im Krafthause Öltransformatoren aufgestellt und die Blitzschutzvorrichtungen mit Ölwiderständen versehen sind.

Bei den in den Tabellen XI, XII und XIII als Beispiele aufgeführten Betriebskostenberechnungen ist bei der Feststellung der Anlagekosten als Reserve ein Drittel der Gesamtleistung in einer Einheit angenommen. Im übrigen sind mittlere Baukosten zugrunde gelegt.

Weil die Umwandlung der Wasserkräfte in elektrische Energie den häufigsten Fall darstellt, sind in den Beispielen Wasserkraft-Elektrizitätswerke gedacht, und es ist vorausgesetzt, dass

bei der 200 PS_e-Anlage der Strom auf 5,0 km,
„ „ 600 „ „ „ „ 10,0 „
und „ „ 2000 „ „ „ „ 20,0 „

zu leiten ist. Ferner ist angenommen, dass bei der 2000 PS_e-Anlage eine Transformierung des Stromes im Krafthause und am Ende der Fernleitung stattfinden muss. Um die Nutz-PS_e-Stunden zu berechnen, ist bei den Anlagen ohne Transformatoren in dem Krafthaus ein Nutzeffekt von 90%, bei den Anlagen mit Transformatoren ein Nutzeffekt zwischen Turbinenwellen und Schaltbrett von 88% vorausgesetzt. Das sind Annahmen, welche bei voller Belastung gut erreichbar sind; bei schwankender Belastung muss man etwas höhere Verluste im Krafthaus voraussetzen. Bei den Fernleitungen sind bis 5 km Länge 5%, bei 10 km 5,5%, bei 20 km Länge 6,6% Energieverluste in der Fernleitung angenommen und ausserdem 4% Verlust in den Transformatoren am Ende der Leitung. In letzteren war eine höhere Verlustannahme notwendig, weil am Ende der Leitung meistens kleinere Einheiten aufgestellt werden.

Die Kosten für die PS_e-Stunde und KW-Stunde sind am Ende der Fernleitung berechnet, damit sie direkt in Vergleich gestellt werden können mit den Kosten für Anlagen mit Wärme-Antriebmaschinen, welche man meistens in unmittelbarer Nähe des Verwendungsgebietes errichten kann.

Besonders hingewiesen mag werden auf die Anteile der indirekten und direkten Kosten an den Gesamtkosten des Betriebes bei Wasserkraftanlagen (Nr. 25 und 26 der

Tabelle XI.

Betriebskosten von Wasserkraft-Anlagen bei 3 000 Betriebsstunden jährlich (300 Tage à 10,0 Std.).

1	2	3	4
1. Grösse der ständig vorhandenen Kraft in PS_e	200	600	2 000
2. Anzahl und Grösse der aufgestellten Turbinen	3 à 100 PS_e	3 à 300 PS_e	3 à 1 000 PS_e
3. Gefälle in m	3	10	30
A. Anlagekosten.			
4. Kosten für Vorarbeiten, Konzession, Grunderwerb . . . . in Mk.	200 . 200 = 40 000	600 . 150 = 90 000	2 000 . 130 = 260 000
5. Kosten des wasserbaulichen Teiles, einschl. Druckrohranlage „ „	200 . 500 = 100 000	600 . 450 = 270 000	2 000 . 300 = 600 000
6. Kosten des Krafthauses „ „	200 . 120 = 24 000	600 . 60 = 36 000	2 000 . 35 = 70 000
7. Kosten der Turbinen „ „	3 . 100 . 155 = 46 500	3 . 300 . 60 = 54 000	3 . 1000 . 30 = 90 000
8. Kosten der Gesamtanlage, einschl. Turbinen „ „	210 500	450 000	1 020 000
9. Kosten pro PS_e, einschl. Turbinen nach 8 „ „	1 052,5	750,0	510,0
10. Kosten der elektrischen Einrichtung des Krafthauses, einschl. aller Nebenapparate, der Schaltanlage und der Beleuchtung			
a) ohne Transformatoren . . . in Mk.	3 . 100 . 95 = 28 500	3 . 300 . 75 = 67 500	—
b) mit Transformatoren „ „	—	—	3 . 1000 . 66,75 = 200250
11. Kosten der Fernleitungen auf einer Länge in km von			
a) 5 „ „	5 . 2500 = 12500	—	—
b) 10 „ „	—	10 . 3050 = 30500	—
c) 20 „ „	—	—	20 . 4 500 = 90 000
12. Kosten der Transformatoren am Ende der Fernleitungen „ „	—	—	3 . 1 000 . 6,75 = 20 250
13. Kosten der Transformatorenräume am Ende der Fernleitung „ „	—	—	9 000
14. Gesamtkosten der Anlage	251 500	548 000	1 339 500
15. Gesamtkosten, einschl. 10 % Zuschlag zu 14 für Bauleitung und Unvorhergesehenes	276 650	602 800	1 473 450
16. Gesamtkosten pro ständig vorhandene PS_e nach 15	1 383,2	1 004,6	736,7
B. Betriebskosten.			
I. Indirekte Betriebskosten.			
17. Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals Verzinsung 4,5 %, Tilgung 0,7 %, zusammen 5,2 % zu 15	14 385,8	31 345,6	76 619,4

18. Erneuerung						
a) der Turbinenanlage 2,4 % von 7	1 116,0		1 296,0		2 160,0	
b) der elektrischen Teile 3,4 % von 10	969,0		2 295,0		6 808,5	
c) der Fernleitungen 3,5 % von 11	437,5		1,067,5		3 150,0	
d) des baulichen Teils 0,0 %	—		—		—	
		16 908,3		36 004,1		88 787,9
II. Direkte Betriebskosten.						
19. Unterhaltung, einschliesslich Feuerversicherung						
a) des wasserbaulichen Teils 0.5 % von 5	500,0		1 350,0		3 000,0	
b) des hochbaulichen Teils 0,75 % von 6 und 13	180,0		270,0		582,5	
c) der Fernleitung (in der Bedienung mitinbegriffen) 0 %	—		—		—	
d) des Turbinen- und elektrischen Teils 1,5 % von 7, 10 u. 12	1 125,0		1 822,5		4 657,5	
20. Bedienung, einschliesslich Arbeiterversicherung						
a) des wasserbaulichen Teils 0,5 % von 5	500,0		1 350,0		3 000	
b) in dem Krafthause und der Transformatorenstation am Ende der Fernleitungen	3 750,0		3 750,0		6 500	
c) Schmier- und Putzmaterial	1 560,0		3 240,0		3 600	
d) Bedienung der Fernleitung	1 500.0	9 115,0	2 440,0	14 222,5	4 500	25 840,0
21. Gesamt-Betriebskosten (ohne die Kosten der allg. Verwaltung)		26 023,3		50 226,6		114 577,9
22. Im Jahre an das Schaltbrett abgegebene						
a) Pferdekraftstunden	540 000		1 620 000		5 280 000	
b) Kilowattstunden	397 440		1 192 320		3 886 080	
bei einem Nutzeffekt zwischen Turbinenwelle und Schaltbrett von 90 % bei den Spalten 2 und 3 und 88 % bei der Spalte 4.						
23. Am Ende der Fernleitung (sekundären Klemmen der Transformatoren) abgegebene	bei einem Verlust von 5 % in der Fernleitung		bei einem Verlust von 5,5 % in der Fernleitung		bei einem Verlust von 6,6 % in der Fernleitung und 4 % in den Transformatoren am Ende der Fernleitung, zusammen also 10,6 %	
a) Pferdekraftstunden	513 000		1 530 900		4 720 320	
b) Kilowattstunden	377 568		1 126 742		3 474 155	
24. Kosten der effektiven						
a) Pferdekraftstunde in Pf.	5,07		3,28		2,42	
b) Kilowattstunde in Pf. nach 23	6,89		4,45		3,29	
25. Es entfallen auf die indirekten Betriebskosten in % der Gesamtkosten	64,9 %		71,6 %		77,4 %	
26. Es betragen die direkten Betriebskosten						
a) pro PS_e-Stunde in Pf.	1,77		0,92		0,55	
b) pro Kilowatt-Stunde in Pf.	2,41		1,26		0,74	

Tabelle XII.

Betriebskosten von Wasserkraft-Anlagen bei 7 200 Betriebsstunden jährlich (300 Tage zu 24 Std.).

1	2		3		4	
1—13 wie bei Tabelle XI.						
14. Gesamtkosten der Anlage	251 500		548 000		1 339 500	
15. Gesamtkosten, einschliesslich 10 % Zuschlag zu 14 für Bauleitung und Unvorhergesehenes	276 650		602 800		1 478 450	
16. Gesamtkosten pro ständig vorhandene PS_e nach 15	1 383,2		1 004,6		736,7	
B. Betriebskosten.						
I. Indirekte Betriebskosten.						
17. Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals Verzinsung 4,5 %, Tilgung 0,7 %, zusammen 5,2 % zu 15	14 385,8		31 345,6		76 619,4	
18. Erneuerung						
a) der Turbinenanlage 4,2 % von 7	1 953,0		2 268,0		3 780,0	
b) der elektrischen Teile 5,0 % von 10	1 425,0		3 375,0		10 012,0	
c) der Fernleitungen 3,5 % von 11	437,5		1 067,5		3 150,0	
d) des baulichen Teils 0,0 %	—		—		—	
		18 201,3		38 056,1		93 561,4
II. Direkte Betriebskosten.						
19. Unterhaltung, einschliesslich Feuerversicherung						
a) des wasserbaulichen Teils 0,5 % von 5	500,0		1 350,0		3 000,0	
b) des hochbaulichen Teils 1,0 % von 6 und 13	240,0		360,0		790,0	
c) der Fernleitung (in der Bedienung mitinbegriffen) 0,0 %	—		—		—	
d) des Turbinen- und elektrischen Teils 2,5 % von 7, 10 u. 12	1 875,0		3 037,5		7 762,5	
20. Bedienung, einschliesslich Arbeiterversicherung						
a) des wasserbaulichen Teils 1,0 % von 5	1 000		2 700		6 000	
b) in dem Krafthause und der Transformatorenstation am Ende der Fernleitungen	7 500		7 500		13 000	
c) Schmier- und Putzmaterial	3 744		7 776		8 640	
d) Bedienung der Fernleitung	1 500	16 359,0	2 440	25 163,5	4 500	43 692,5
21. Gesamt-Betriebskosten		34 560,3		63 219,6		137 253,9
22. Im Jahre an das Schaltbrett abgegebene						
a) Pferdekraft-Stunden	1 296 000		3 888 000		12 672 000	
b) Kilowatt-Stunden	953 856		2 861 568		9 326 592	
bei einem Nutzeffekt zwischen Turbinenwelle und Schaltbrett von 90 % bei den Spalten 2 und 3 und 88 % bei der Spalte 4.						
23. Am Ende der Fernleitung (sekundären Klemmen der Transformatoren) abgegebene	bei einem Verlust von 5 % in der Fernleitung		bei einem Verlust von 5,5 % in der Fernleitung		bei einem Verlust von 6,6 % in der Fernleitung und 4 % in den Transformatoren am Ende der Leitung, zusammen also 10,6 %	
a) Pferdekraft-Stunden	1 231 200		3 674 160		11 328 768	
b) Kilowatt-Stunden	906 163		2 704 181		8 337 973	
24. Kosten der effektiven						
a) Pferdekraft-Stunde in Pf.	2,80		1,72		1,21	
b) Kilowatt-Stunde in Pf.	3,81		2,33		1,61	
25. Es entfallen auf die indirekten Betriebskosten in % der Gesamtkosten	52,6 %		60,1 %		68,1 %	
26. Es betragen die direkten Betriebskosten						
a) pro PS_e-Stunde in Pf.	1,32		0,68		0,38	
b) pro Kilowatt-Stunde in Pf.	1,80		0,93		0,52	

Betriebskosten von Wasserkraft-Anlagen bei 8 520 Betriebsstunden jährlich (365 Tage zu 24 Std.).

1	2	Summe	3	Summe	4	Summe
1—13 wie bei Tabelle XI.						
14. Gesamtkosten der Anlage	251 500		548 000		1 339 500,00	
15. Gesamtkosten, einschliesslich 10 % Zuschlag zu 14 für Bauleitung und Unvorhergesehenes	276 650		602 800		1 473 450,00	
16. Gesamtkosten pro ständig vorhandene PS_e nach 15	1 383,2		1 004,6		786,7	
B. Betriebskosten.						
I. Indirekte Betriebskosten.						
17. Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals Verzinsung 4,5 %, Tilgung 0,7 %, zusammen 5,2 % zu 15	14 385,8		31 345,6		76 619,4	
18. Erneuerung						
a) der Turbinenanlage 5,0 % von 7	2 325,0		2 700,0		4 500,0	
b) des elektrischen Teiles 5,6 % von 10	1 596,0		3 780,0		11 214,0	
c) der Fernleitungen 3,5 % von 11	437,5		1 067,5		3 150,0	
d) des baulichen Teiles 0,0 %	—	18 744,3	—	38 393,1	—	95 483,4
II. Direkte Betriebskosten.						
19. Unterhaltung						
a) der wasserbaulichen Teile 0,5 % von 5	500,0		1 350,0		3 000,0	
b) der hochbaulichen Teile 1,1 % von 6 und 13	264,0		396,0		869,0	
c) der Fernleitung (in der Bedienung mitinbegriffen)	—		—		—	
d) der Turbinen- u. elektr. Teile des Krafthauses 3,0 % v. 7, 10 u. 12	2 250,0		3 645,0		9 315,0	
20. Bedienung						
a) des wasserbaulichen Teils 1,2 % zu 5	1 200,0		3 240,0		7 200,0	
b) in dem Krafthause und der Transformatorenstation am Ende der Fernleitung	8 875		8 875,0		15 400,0	
c) Schmier- und Putzmaterial	4 430,4		9 201,6		10 224	
d) Bedienung der Fernleitung	1 500	19 019,4	2 440	29 147,6	4 500	50 508,0
21. Gesamt-Betriebskosten		37 763,7		68 040,7		145 991,4
22. Im Jahre an das Schaltbrett abgegebene						
a) Pferdekraft-Stunden	1 533 600		4 600 800		14 995 200	
b) Kilowatt-Stunden	1 128 729,6		3 386 188,8		11 036 467,2	
bei einem Nutzeffekt zwischen Turbinenwelle und Schaltbrett von 90 % bei Spalte 2 und 3 und 88 % bei Spalte 4.						
23. Am Ende der Fernleitung (sekundären Klemmen der Transformatoren) abgegebene	bei einem Verlust von 5 % in der Fernleitung		bei einem Verlust von 5,5 % in der Fernleitung		bei einem Verlust von 6,6 % in der Fernleitung und 4 % in den Transformatoren am Ende der Leitung, zusammen also 10,6 %	
a) Pferdekraft-Stunden	1 456 920		4 347 756		13 405 709	
b) Kilowatt-Stunden	1 072 293		3 199 948		9 866 601	
24. Kosten der effektiven						
a) Pferdekraft-Stunde	2,59		1,56		1,08	
b) Kilowatt-Stunde nach 23	3,52		2,12		1,47	
25. Es entfallen auf die indirekten Betriebskosten in % der Gesamtkosten nach 23	49,6 %		57,1 %		65,4 %	
26. Es betragen die direkten Betriebskosten						
a) pro PS_e-Stunde in Pf.	1,30		0,67		0,37	
b) pro Kilowatt-Stunde in Pf.	1,77		0,91		0,51	

Tabellen XI, XII und XIII) und auf den grossen Einfluss, welchen die Anzahl der jährlichen Betriebsstunden auf die Einheitskosten pro PS_e-Stunde oder KW-Stunden hat.

Es betragen die Betriebskosten pro PS_e-Stunde im Krafthause:

bei Anlagen von	200	600	2 000 PS_e	Bemerkungen
in Einheiten von	3 zu 100	3 zu 300	3 zu 1 000 PS_e	mit 1/3 Reserve
bei 3 000 Betriebsstunden jährlich und voller Belastung	5,07 Pf.	3,28 Pf.	2,42 Pf.	—
bei 7 200 Betriebsstunden jährlich und voller Belastung . . . ,	2,80 Pf.	1,72 Pf.	1,21 Pf.	—
d. h. bei 7 200 Betriebsstunden weniger . .	2,27 Pf. oder 44,8 %	1,56 Pf. oder 47,6 %	1,21 Pf. oder 50 %	—

Interessant ist dann auch, die Gesamtbetriebskosten in Prozenten der Anlagekosten auszudrücken:

Es betragen die jährlichen Gesamtbetriebskosten (ohne die Kosten für die allgemeine Verwaltung) in % der Gesamtanlagekosten:

	200	600	2000
bei einer Anlage in PS_e von	200	600	2000
bei 8520 Betriebsstunden und voller Belastung	13,7 %	11,1 %	9,9 %
bei 7200 „ „ „ „	12,8 %	10,5 %	9,4 %
bei 3000 „ „ „ „	9,4 %	8,3 %	7,7 %

Bei dem letzten Zahlenbild muss man sich vor Augen halten, dass volle Belastung während der angegebenen Betriebsstunden vorausgesetzt war. Bei schwächerer Belastung, aber gleicher Betriebsdauer werden die jährlichen Leistungen kleiner, es bleiben aber die indirekten Betriebskosten sowohl, als auch die direkten fast dieselben, wie bei voll belastetem Betriebe und es müssen deshalb die Kosten pro PS_e-Stunde wachsen. Wenn man z. B. einen 7200 stündigen, schwach belasteten Betrieb hat, bei dem die Jahresleistung nicht grösser wird, als bei einem 3000stündigen, voll belasteten Betrieb, so müssen die Kosten pro PS_e-Stunde beim schwach belasteten 7200 stündigen Betrieb höher werden, als diejenigen beim voll belasteten 3000stündigen und die Gesamtbetriebskosten, in % des Anlagekapitals ausgedrückt, werden viel näher bei denjenigen des 7200stündigen Betriebes mit voller Belastung, als bei dem 3000 stündigen mit voller Belastung liegen.

c) Ganz unberücksichtigt geblieben sind in den Tabellen Nr. XI, XII und XIII die **allgemeinen Verwaltungskosten**, d. h. die Ausgaben für Geschäftsleitung, Bureaumiete, Bureaupersonal, Steuern und Abgaben, sowie die Kosten für etwaige Wasserzinse etc.

Die Wasserzinse können meistens nach Massgabe der gesetzlichen Bestimmungen des betreffenden Landes oder nach dem Beispiel ausgeführter Anlagen im voraus bestimmt und deshalb in dem richtigen Betrage der Betriebskostenberechnung zugefügt werden. Die Steuern und Abgaben richten sich gleichfalls nach den gesetzlichen Bestimmungen des Landes, sind aber auch abhängig von den Gewinnen, die das Unternehmen erzielen wird. Da aber diese Gewinne erst nach durchgeführter Rentabilitätsberechnung angenähert ermittelt werden können, so ist es am besten, bei der über-

schläglichen Rechnung auch die Steuern und Abgaben in durchschnittlichen Ansätzen für alle allgemeinen Verwaltungskosten — ausschliesslich der Wasserzinse — mit zu berücksichtigen. Die Unkosten für Geschäftsleitung, Bureaumiete, Bureaupersonal etc. müssen bei der definitiven Rentabilitätsberechnung nach Massgabe eines bestimmten Organisationsplanes aufgestellt werden. Sie können unter Umständen = 0 gesetzt werden, wenn der Betrieb der Wasserkraft an ein vorhandenes Unternehmen angegliedert wird. Handelt es sich aber beim Betriebe einer Wasserkraft um ein selbständiges Unternehmen, so fallen die allgemeinen Verwaltungskosten erfahrungsgemäss recht erheblich in das Gewicht. Als Durchschnittssätze für die allgemeinen Verwaltungskosten ausschliesslich der Wasserzinse dürfen 1,5—2,5% des Anlagekapitals[12]) angesehen werden, sofern es sich nicht um eine Unternehmung in Form einer Aktiengesellschaft handelt. Ist letzteres der Fall, so erhöhen sich die durchschnittlichen Prozentsätze noch um weitere 1—1,5% und zwar wegen der Aufwendungen für den Aufsichtsrat, Generalversammlungen, der teueren inneren Organisation etc. Dazu kommt in einigen Ländern, z. B. in Frankreich und Italien, noch die sogenannte „Taxe de circulation", eine Steuer, welche auf die ausgegebenen Titres (Aktien und Obligationen) erhoben wird.

Ganz unberücksichtigt geblieben sind ferner noch die Betriebskosten für das Verteilungsnetz. Näher hierauf einzugehen, liegt ausserhalb des Rahmens dieses Buches. Kurz erwähnt sei nur, dass die indirekten Betriebskosten, soweit sie die Verzinsung betreffen, nach dem Muster der Tabellen XI, XII und XIII berechnet werden können. Bei Feststellung der Sätze für Tilgung kommt es darauf an, ob man beim Verteilungsnetz dieselbe Tilgungsdauer von 50 Jahren, wie bei den Wasserkraftanlagen, voraussetzen darf. Meistens wird bei den Konzessionen für die Verteilung elektrischer Energie eine kürzere Konzessionsdauer festgelegt werden, und es muss sich deshalb der Tilgungssatz entsprechend erhöhen. Für die Erneuerung kann man bei oberirdischen Netzen etwa eine 20jährige Lebensdauer voraussetzen, wenn das Gestänge nicht etwa zum grössten Teile aus Holz besteht, sondern, wie es häufig der Fall, aus eisernen, an den Häusern befestigten Konsolträgern. Bei Verteilungsnetzen ist auch der Anteil des Kupfers an den Gesamtkosten wegen der niedrigen Spannung erheblich höher, als bei Fernleitungsnetzen und man wird deshalb annehmen dürfen, dass bei der Erneuerung für Altmaterial mindestens der halbe Anschaffungswert der Neuanlage wiedergewonnen werden kann. Es dürfte daher ein Satz von 1,7% der gesamten Anlagekosten des Verteilungsnetzes als Rücklage für Erneuerung genügen, wenn man entsprechend unseren früheren Annahmen eine 4%ige Verzinsung der Rücklagen zugrunde legt. Über die Sätze, welche für die Erneuerung von Kabelnetzen notwendig sind, hat die Praxis die Ansichten noch wenig geklärt. Im allgemeinen wird für die Kabelnetze, obwohl sie wahrscheinlich eine weit grössere Lebensdauer haben, als oberirdische Netze, ein Satz von 1,5 bis 1,7% für notwendig erachtet. Demnach ergäbe sich bei einer Tilgungsdauer von 30 Jahren eine Gesamtrücklage für Tilgung und Erneuerung — also für das, was man wohl auch unter dem Begriff „Abschreibung" versteht — von 1,8 + 1,7 = 3,5% bei oberirdischen und von 3,3 bis 3,5% bei unterirdischen Verteilungsnetzen.

Für den Ansatz der Unterhaltungs- und Bedienungskosten des Verteilungsnetzes werden häufig Durchschnittssätze von 1,5 bis 2,0% des Anlagekapitals angenommen, wenn das Netz im wesentlichen unterirdisch ist. Bei oberirdischen Verteilungsnetzen müssen je nach der Ausdehnung und je nachdem, ob es sich um ein

---

[12]) Hierbei ist das Anlagekapital ausschliesslich der Kosten für Kapitalbeschaffung und ausschliesslich der Zuschläge für etwaige Betriebszuschüsse der ersten Jahre in Ansatz zu bringen.

grosses, in einer bevölkerten Stadt zusammenliegendes Netz, oder um ein in verschiedenen Ortschaften zerstreutes Netz handelt, höhere Prozentsätze in Ansatz gebracht werden. Die Kosten der „allgemeinen Verwaltung“ — speziell für das Verteilungsnetz — sind ziemlich erheblich, sofern man den ganzen Verkehr mit den Stromabnehmern und die hierdurch verursachten Kosten auf das Verteilungsnetz allein rechnen will. Für den rohen Überschlag dürfte es genügen, wenn man die Anlagekosten des Verteilungsnetzes den übrigen Anlagekosten hinzuaddiert und alsdann die allgemeinen Verwaltungskosten nach den oben angegebenen Prozentsätzen im ganzen berechnet (vergl. auch Kap. III, 9 Betrieb von Wasserkraftanlagen).

Zu erwähnen wären schliesslich noch die Rücklagen für die Zähler, welche, wie das Zahlenbild S. 265 zeigt, immerhin in den Gesamtanlagekosten einen recht beträchtlichen Posten ausmachen werden. Wenn die Zähler an die Konsumenten nur gegen volle Entschädigung in Form von einmaligen Zahlungen (Kauf) oder von Zählermieten verabfolgt werden, so bedarf es natürlich keiner Rücklagen für die Tilgung. Werden die Zähler aber unentgeltlich von dem Unternehmer vorgehalten, so muss das für sie aufgewendete Anlagekapital getilgt werden und für die Erneuerung und Unterhaltung müssen gewisse Beträge in der Betriebskostenrechnung zum Ansatz gelangen. Die Tilgungsquote ergibt sich aus der Konzessionsdauer von selbst. Für die Erneuerung wird meistens eine 14 bis 15jährige Lebensdauer, also bei 4%iger Verzinsung der Rücklage, eine Quote von 5—5,6% der Beschaffungskosten zugrunde gelegt. Zur Deckung der Unterhaltungskosten dürfte ein Satz von 1,5% — 2% der Beschaffungskosten genügen.

3. Vergleich von Wärmekraftanlagen mit Wasserkraftanlagen.

Wenn ein Ingenieur das Projekt für den Ausbau einer Wasserkraft aufstellt, so ist er in vielen Fällen auch gezwungen, den Nachweis zu führen, dass die Gewinnung der Energie durch die Wasserkraft vorteilhafter wird, als jede andere mögliche Kraftgewinnung. Er muss also Vergleichsrechnungen durchführen und durch diese den Beweis bringen, dass sein Projekt vor allen anderen den Vorzug verdient. Ergeben sich die Anlagekosten einer Wasserkraft so niedrig, dass sie pro PS_e ungefähr denjenigen einer Anlage in Wärmekraft-Maschinen gleichkommen, so ist natürlich ein Vergleich der Betriebskosten nicht mehr nötig. Es ergibt sich dann von selbst, dass die Wasserkraftanlage wirtschaftlich vorteilhafter ist. Sind die Anlagekosten einer Wasserkraft aber erheblich höher, als diejenigen einer Anlage in Wärmekraftmaschinen, so wird eine vergleichende Betriebskostenberechnung meist unentbehrlich sein. Stellen sich durch die Rechnung die jährlichen Betriebskosten für eine Wasserkraftanlage auch nur eben so billig, wie diejenigen einer Anlage mit Wärme-Kraftmaschinen, so verdient die Wasserkraft fast immer den Vorzug, schon weil sie einen bleibenden Wert darstellt und die Kraftquelle unversiegbar ist. Überdies ist zu beachten, dass, wie aus den Tabellen XI, XII und XIII gezeigt worden ist, ca. 38 bis 67% der Betriebskosten allein auf die Tilgung und Verzinsung entfallen *und die Betriebskosten deshalb nach beendigter Tilgung sprungweise sinken müssen.* Allerdings muss man hierbei den sehr wichtigen Vorbehalt machen, dass die Beschaffung des erheblich grösseren Kapitals für die Wasserkraft-Anlage keine Schwierigkeiten macht und dass die für den Ausbau der Wasserkraft erforderliche Zeit, welche doch meist grösser sein wird, als die für Beschaffung einer Wärmekraftanlage erforderliche, zur Verfügung gestellt werden kann.

Liegt die Wasserkraft, was oft der Fall sein wird, von dem Konsumgebiet für

die Energie entfernt, so muss man natürlich zu den Betriebskosten der Wasserkraft noch die direkten und indirekten Betriebskosten hinzurechnen, welche durch die Fernleitung der Energie zur Konsumstelle entstehen, und man muss ferner die Energieverluste in der Fernleitung berücksichtigen.

Von den Wärme-Kraft-Maschinen, welche mit Wasserkraft-Anlagen in Vergleich zu stellen sind, kommen hier die Heissdampfmaschinen, die Abwärmekraftmaschinen und die Gasmotoren in Frage.

I. Die Heissdampfmaschinen.

Unter den Wärmekraft-Maschinen nehmen bis heute die Heissdampfmaschinen, welche hier kurzweg als Dampfmaschinen bezeichnet werden sollen, noch bei weitem den ersten Platz ein. Nach der Statistik der deutschen Elektrizitätswerke wurden im Jahre 1903 betrieben:

570 Anlagen mit 341 200 PS_e mit Dampf und
94 Anlagen mit 10 100 PS_e mit Gas.

Von den deutschen Wasserkraft-Elektrizitätswerken mit gemischtem Betrieb hatten als Reserve

208 Anlagen Dampfmaschinen mit 60 700 PS_e
16 Anlagen Gasmaschinen mit 1 400 PS_e

Das heute noch bei weitem am meisten verbreitete System der Dampfmaschine ist

A. Die Kolbenmaschine.

Man unterscheidet bekanntlich die Kolbenmaschinen im grossen und ganzen in sogenannte stationäre Maschinen, welche mit dem Grund und Boden fest verbunden sind und bei welchen die Antriebsmaschinen von der Kesselanlage getrennt sind und die Lokomobilen, bei welchen sich die Antriebsmaschinen auf der Kesselanlage montiert befinden. Früher waren die Lokomobilen bestimmt, ihren Standort häufiger zu wechseln, neuerdings werden die Lokomobilanlagen auch häufiger stationär ausgeführt.

Stationäre ebenso wie sogenannte lokomobile Dampfmaschinen können gebaut werden als:

Einzylinder-Maschinen, bei welchen der Dampf nur in einer Stufe,

Verbund-Maschinen, bei welchen der Dampf in zwei Stufen, und als

Dreifach-Expansions-Maschinen, bei welchen der Dampf in drei Stufen ausgenützt wird. Mehrstufige Kolbenmaschinen werden selten verwendet.

Ist eine Verbund-Maschine so gebaut, dass beide Zylinder hintereinander liegen und die Kolben an einer gemeinschaftlichen durchgehenden Stange befestigt sind, so bezeichnet man sie als Tandem-Maschine. Dieser Typ hat den Vorteil, dass man ihn in einem sehr schmalen Raum aufstellen kann, und dass er etwas billiger wird, als die Compound-Maschine, unter welcher Bezeichnung man meistens eine Maschine mit nebeneinander liegendem Hochdruck- und Niederdruckzylinder versteht. Die Kurbeln sind um 90° gegeneinander versetzt und die Zylinder so bemessen, dass dieselben bei normaler Leistung nahezu die gleiche Kraft auf die Kurbel übertragen. Nachdem der Dampf in dem kleinen (Hochdruckzylinder) durch Expansion Arbeit verrichtet hat, tritt er in einen mit Dampfventil versehenen Zwischenbehälter (Receiver), um hier durch frischen Kesseldampf wieder geheizt zu werden und gibt dann durch weitere Expansion in dem grossen (Niederdruck) Zylinder die seiner Spannung entsprechende Arbeit ab.

Man unterscheidet dann noch liegende und stehende Dampfmaschinen. Erstere, welche am meisten verwendet werden, haben den Vorzug, dass sie sich bequem und leicht bedienen lassen, weil alle Teile leicht zugänglich und übersehbar sind, dagegen den Nachteil, dass die Maschinen verhältnismässig viel Platz beanspruchen und dass sich Kolben und Zylinder einseitig abnützen.

Stehende Dampfmaschinen haben den Vorteil der geringeren Raumbeanspruchung und der geringeren Abnutzung der Triebwerksteile, dagegen den Nachteil, dass die Bedienung etwas schwieriger ist, die Fundamentierung teurer wird, und die ganze Maschine nicht so stabil wird, wie eine liegende.

In bezug auf die Steuerung unterscheidet man dann noch in Dampfmaschinen mit Schiebersteuerung und in Dampfmaschinen mit Ventilsteuerung.

Die Schieber-Dampfmaschinen zeichnen sich durch grosse Einfachheit der Konstruktion und leichte Bedienung aus und sind im allgemeinen in der Anschaffung billiger, als die Dampfmaschinen mit Ventilsteuerung. Letztere gestatten aber einen höheren Gleichförmigkeitsgrad des Ganges bei wechselnder Belastung und haben im allgemeinen einen geringeren Dampfverbrauch bei gleicher Einheit und Betriebsdauer.

Was die Umdrehungszahl betrifft, so kann man kleine Kolben-Dampfmaschinen als sogenannte Schnelläufer bauen mit Umdrehungszahlen bis zu 350 in der Minute. Bei den Grossdampfmaschinen mit 200 Pferdestärken und mehr geht man selten über 200—250 Touren hinaus.

Je nachdem man den verbrauchten Dampf in die freie Luft oder in einen Kondensator entweichen lässt, spricht man von Auspuff- oder Kondensationsmaschinen.

Die Einzylindermaschinen werden sowohl als Auspuff- als auch als Kondensationsmaschinen gebaut, dagegen die Verbund- und Dreifach-Expansionsmaschinen fast ausschliesslich mit Kondensation. Zur Kondensation des Dampfes wird Wasser benutzt. Ist Wasser reichlich und auf billige Weise zu haben, so lässt man das Kondensationswasser abfliessen. Wenn dagegen die Wasserbeschaffung schwierig und teuer ist, so verwendet man Rückkühlanlagen (Gradierwerke), mit Hilfe deren das zur Kondensation einmal verwendete Wasser wieder gekühlt wird und so in einem Kreislaufe immer aufs neue zur Kondensation verwendet werden kann. Die Rückkühlanlage verteuert selbstverständlich die Anlage sowohl im Bau, als im Betrieb.

Um aus 1 kg Wasser von 0° C Dampt von 4 Atmosphären Spannung zu erzeugen, braucht man 650 W.E.[13]), dagegen um Dampf von 9 Atmosphären zu erzeugen nur 659,68 W.E. Nimmt man den Heizwert einer Kohle zu 7000 W.E. an, so würde man zu 1 kg Dampf von 4 Atmosphären aus Wasser von 0° C gebrauchen $\frac{650}{7000} = 0{,}093$ kg Kohle und zur Erzeugung von 1 kg Dampf von 9 Atmosphären Spannung nur $\frac{659{,}68}{7000}$ $= 0{,}094$ kg Kohle. Es ist deshalb vorteilhaft hochgespannten Dampf zu verwenden und mit der Vervollkommnung des Dampfmaschinenbaues ist auch die Dampfspannung erheblich gestiegen. Die bei Kolbenmaschinen

[13]) Eine W.E. = 1 Kilogramm Kalorie (Kgkal.) = derjenigen Wärmemenge, welche nötig ist, um die Temperatur von 1 kg destillierten Wassers von 0° auf 1° C zu erhöhen.

1 W.E. $\cong$ 424 mkg/sek. $\cong$ 0,00157 PS_e-Stunden $\cong$ 1,156 Wattstunden $\cong$ 0,001156 Kilowatt-Stunden.

1 PS_e-Stunde = 637 W.E. = rd. 272000 mkg/sek.

heute verwendeten Dampfspannungen schwanken zwischen 6 und 12 Atmosphären. Wenn der im Kessel erzeugte sogenannte „gesättigte" Dampf in den Zylinder der Dampfmaschine tritt, so reisst er immer etwas Wasser mit — wenn nicht besondere Vorrichtungen zur Trocknung des Dampfes vorgesehen sind —, ausserdem aber erfolgt bei seiner Berührung mit den kühleren Flächen des Zylinders und des Kolbens eine teilweise Kondensierung des Dampfes, welche sich bei der im Zylinder stattfindenden Expansion allmählich verstärkt. Hierdurch büsst der Dampf an motorischer Wirksamkeit ein. Schon seit langer Zeit ist erkannt, dass dieser für die wirtschaftliche Ausnützung des Feuerungsmaterials nachteilige Vorgang durch Überhitzung des Dampfes vermieden werden kann, aber erst in neuerer Zeit ist es gelungen so zweckmässige Überhitzer zu bauen, dass diese theoretische Erkenntnis mit Erfolg in die Praxis überführt werden konnte. Man ist auch heute imstande durch Verwendung besser geeigneten Materials für die Zylinder und die Kolben, ferner durch Verwendung säurefreien Mineralöles zur Zylinderschmierung und durch Anfertigung von geeignetem Dichtungs- und Verpackungsmaterial die Nachteile zu überwinden, welche sich früher bei Verwendung überhitzten Dampfes zeigten und zeitweise die Überhitzer in Misskredit gebracht haben. Nach den bis jetzt vorliegenden Resultaten scheint es, als ob durch die Verwenduug der Überhitzer eine Ersparnis an Brennmaterial von 10 bis 25 % erzielt werden kann.

Während früher für industrielle Zwecke fast nur stationäre Dampfmaschinen verwendet wurden, sind neuerdings die Lokomobilen so vervollkommnet, dass sie für kleinere Anlagen bis zu 300 PS_e mit den sogenannten stationären Maschinen erfolgreich in Wettbewerb treten können. Der Lokomobiltyp der Dampfmaschine hat den Vorzug, dass sowohl die ganze maschinelle Anlage, als auch die bauliche Einrichtung nicht unerheblich billiger wird und ferner den Vorzug, dass die Wärmeverluste in den Rohrleitungen zwischen Kessel und Maschine, welche bei den stationären Maschinen eine Rolle spielen, so gut wie ganz fortfallen. Auch ist der Betrieb mit weniger Personal durchführbar. Der Nachteil des Lokomobiltyps besteht aber darin, dass die Heizung in demselben Raume stattfindet, in welchem die Maschine steht, und dass es daher nicht möglich ist, denselben Grad von Staubfreiheit und Sauberkeit im Maschinenraume zu erreichen, wie bei stationären Maschinen. Dieser Punkt ist aber oft, namentlich bei Elektrizitätswerken, von sehr erheblicher Bedeutung.

Tabelle XIV.

Es werden in der Beschaffung Lokomobilanlagen billiger, als stationäre Anlagen in v. H.

Nutzbare Leistung in PS.	Nach den Angaben von F. Barth		Nach den Angaben von Chr. Eberle	
	Einzylinder-Auspuff-Lokomobilen verglichen mit Einzylinder-Auspuff-Maschinen um	Compound-Lokomobilen verglichen mit Kondensations Dampfmaschinen mit Ventilsteuerung um	Hochdruck-Lokomobilen verglichen mit Einzylinder-Auspuff-Maschinen um	Compound-Lokomobilen mit Kondensation verglichen mit Compound-Kondensations-Dampfmaschinen ohne Rückkühlung um
10	rd. 5 %	—	rd. 32 %	—
20	„ 9 %	—	„ 27 %	—
30	„ 9 %	—	„ 17 %	—
50	—	rd. 8 %	—	12 %
80	—	„ 16 %	—	17 %
100	—	„ 20 %	—	14 %
200	—	„ 6 %	—	16 %
300	—	„ teurer 5 %	—	—
im Durchschnitt	7,7 %	„ 12,5 %	rd. 25 %	14,8 %

In den Tabellen XVI u. XVII auf S. 291/292 werden genauere Angaben über Kosten von Anlagen mit stationären Kolbenmaschinen gemacht. Des Vergleiches halber sind in vorhergehender Tabelle XIV die Prozentsätze angegeben[14]), um welche sich die Beschaffungskosten von Anlagen mit dem Lokomobiltyp etwa billiger stellen würden.

Was die Betriebskosten betrifft, so gibt Tabelle XV einen Überblick über die Ersparnisse bei dem Lokomobiltyp im Vergleich mit stationären Maschinen gleichfalls in v. H. ausgedrückt.

Tabelle XV.

Es wird der Betrieb unter Berücksichtigung der indirekten und direkten Betriebskosten pro PS_e-Stunde billiger bei einem 300tägigen Betriebe à 10 Stunden

Nutzbare Leistung in PS.	nach den Angaben von F. Barth			nach den Angaben von Chr. Eberle		
	Bei einem Kohlenpreise in Mk pro 100 kg von	bei einer Einzylinder Auspuff-Lokomobile verglichen mit Einzylinder-Auspuff-Dampfmaschinen um	bei einer Compound-Lokomobile mit Dampfüberhitzung und Kondensation verglichen mit Kondensations-Dampfmaschinen mit Ventilsteuerung um	bei einem Kohlenpreise in Mk. pro 100 kg von	bei einer Hochdruck-Lokomobile verglichen mit Einzylinder-Auspuff-Maschinen um	bei einer Compound-Lokomobile mit Kondensation verglichen mit Compound-Kondensations-Dampfmaschinen ohne Rückkühlung um
10	1,5 Mk.	8 %	—	1,6 Mk.	10 %	—
	2,0 „	9 %	—	2,0 „	10 %	—
20	1,5 „	9 %	—	1,6 „	18 %	—
	2,0 „	10 %	—	2,0 „	19 %	—
30	1,5 „	6 %	—	1,6 „	15 %	—
	2,0 „	6 %	—	2,0 „	15 %	—
50	1,5 „	—	17 %	1,6 „	—	5 %
	2,0 „	—	19 %	2,0 „	—	5 %
80	1,5 „	—	23 %	1,6 „	—	15 %
	2,0 „	—	24 %	2,0 „	—	14 %
100	1,5 „	—	18 %	1,6 „	—	13 %
	2,0 „	—	17 %	2,0 „	—	13 %
200	1,5 „	—	10 %	1,6 „	—	10 %
	2,0 „	—	10 %	2,0 „	—	10 %
300	1,5 „	—	7 %	—	—	—
	2,0 „	—	7,5 %	—	—	—

Diese Angaben mögen für den Überblick, auf den es an dieser Stelle nur ankommen kann, genügen und es wird deshalb auf Lokomobilanlagen nicht weiter eingegangen werden.

Neben den Kolbenmaschinen haben sich in neuerer Zeit

B. Die Dampfturbinen[15])

einen hervorragenden Platz erobern können, und es scheint, als ob dieselben, namentlich für grössere Einheiten immer mehr und mehr Eingang finden werden. Zurzeit (1906) sind

[14]) Die Prozentsätze der Tabellen XIV und XV sind vom Verfasser berechnet nach den Angaben von

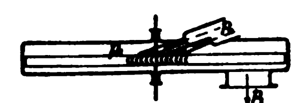
Friedrich Barth, Die zweckmässigste Betriebskraft. Sammlung Göschen. Band I. Leipzig 1904 und

Chr. Eberle, Kosten der Krafterzeugung. 1901. Halle a. S. Verlag von Wilh. Knapp.

[15]) Hero von Alexandrien soll im Jahre 120 vor Christi bereits eine Dampfturbine ausgeführt und beschrieben haben, welche auf demselben Prinzip wie das Segnersche Reaktionsrad beruhte und aus einer hohlen um eine Achse drehbaren Kugel bestand, welche an ihrem Umfange mit radialen und entgegengesetzt zur Drehrichtung umgebogenen Düsen versehen war. Durch den aus den Düsen austretenden Dampf rotierte die Kugel und konnte Arbeit verrichten.

die Preise von Dampfturbinenanlagen wohl mit Rücksicht auf die verhältnismässige Neuheit der Fabrikation und auf die gegenwärtig ausserordentlich starke Beschäftigung fast aller Maschinen-Bauanstalten teilweise noch so hoch, dass die Anlagen mit Kolbenmaschinen meistens billiger oder doch nicht teurer werden. Allerdings ist eine Tendenz zur Abwärtsbewegung bei den Preisstellungen für Dampfturbinen bereits deutlich erkennbar und es ist deshalb möglich, dass sehr bald die Anlagekosten von Dampfturbinen durchschnittlich niedriger werden, als die von Kolbenmaschinen. Was die Betriebskosten betrifft, so scheint für die kleineren Einheiten bis zu 600 PS_e der Dampfverbrauch bei den Turbinen noch höher, als bei den Kolbenmaschinen zu sein und bei den grösseren Typen soll bis heute bestenfalls der Dampfverbrauch guter Kolbenmaschinen erreicht werden. Dagegen kann man schon heute sagen, dass bei den Dampfturbinen eine Ersparnis an Bedienung und an Schmier- und Putzmaterial von 20% und mehr erzielt werden kann. Als Vorteile der Dampfturbine kommen weiter in Betracht, die geringeren Abmessungen und das geringe Gewicht und infolgedessen kleinere Kosten für das Maschinenhaus und für die Fundamente. Da sehr grosse Umlaufgeschwindigkeiten bei den Dampfturbinen erreichbar sind, werden für Elektrizitätswerke die Gewichte der direkt gekuppelten Generatoren kleiner. Ersparnisse an Beschaffungskosten der Generatoren ergeben sich aber daraus oft nicht, weil die Vorteile der Gewichtsverringerungen durch die schwierigere Konstruktion aufgewogen werden. Im Innern der Dampfzylinder reiben keine metallischen Teile aufeinander und infolgedessen ist eine Schmierung nicht nötig und das Kondenswasser ölfrei, wodurch seine Verwendung als Kesselwasser ohne vorherige Reinigung möglich wird. Man kann bei Dampfturbinen höher überhitzten Dampf verwenden, weil die Dichtung der Turbinenwelle in der Stopfbüchse leichter ist, als diejenige der hin- und hergehenden Kolbenstange. Die Turbinen lassen sich vorzüglich regulieren. Der Dampfverbrauch nimmt mit der Zeit nicht zu, weil eine Abnutzung der Leit- und Laufradschaufel nur in geringem Masse stattfindet, auch ist der Dampfverbrauch von der Sorgfalt des Betriebspersonals nicht abhängig, weswegen man gerade auch an Löhnen beim Betriebe sparen kann.

Abb. 36.
Schema der Lavalturbine.



Die Konstruktionseinzelheiten erfahren unausgesetzt weitere Vervollkommnungen, so dass man erwarten darf, dass auch der Dampfverbrauch pro PS_e-Stunde gegenüber den bis heute erreichten Zahlen noch erheblich sinken wird.

Es existieren heute schon eine ganze Reihe verschiedener Typen [16]), und es kommen immer neue hinzu. Die ältesten Turbinentypen sind die Turbine des Schweden de Laval und die Parsons Turbine. Beide Typen wurden 1884 zum ersten Male gebaut.

Die de Lavalturbine ist eine einstufige Aktionsturbine (vergl. Abb. 36), die Parsonsturbine eine vielstufige Überdruck-Reaktionsturbine (vergl. Abb. 41).

Bei den Aktions- oder Druckturbinen ist der Querschnitt der Ausströmungsöffnung in den Schaufeln des Laufrades gleich oder etwas grösser als die Einströmungsöffnung

---

[16]) Professor Donát Bánki, Budapest, „Grundlagen zur Berechnung der Dampfturbinen". Zeitschr. f. d. gesamte Turbinenwesen 1906. S. 74 u. f.

Professor A. Riedler, Über Dampfturbinen. Zeitschr. des Ver. D. Ing. 1906. S. 1210 u. ff.

A. Stodola, Die Dampfturbinen und die Aussichten der Wärmekraftmaschinen. Berlin 1905.

Über Abmessungen von Dampfturbinen-Dynamos vergl. Fritz Hoppe: Wie stellt man Projekte, Kostenanschläge und Betriebsberechnungen für elektrische Licht- und Kraftanlagen auf S. 59.

Über Anlage- und Betriebskosten von Dampfturbinen vergl. Friedrich Barth: Die zweckmässigste Betriebskraft S. 77 u. f.

Fritz Hoppe, Projektierung von Elektrizitätswerken. X. Band der Repetitorien der Elektrotechnik. Hannover 1906. S. 38.

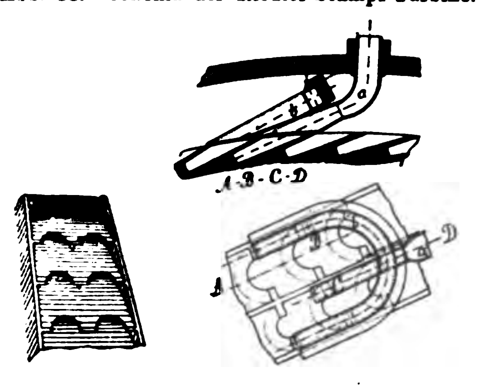
und es herrscht vor und hinter dem Laufrade der gleiche Druck. Bei den Überdruck Reaktionsturbinen dagegen ist die Ausströmungsöffnung der Laufradschaufeln kleiner als die Einströmungsöffnung und die Schaufeln sind so geformt, dass nicht bloss Arbeit durch die lebendige Kraft des strömenden Dampfes, sondern auch durch den Rückstoss beim Ausströmen des Dampfes geleistet wird. Ausserdem findet in den Laufradschaufeln selbst eine weitere Expandierung des Dampfes statt, so dass vor dem Laufrad ein höherer Druck herrscht, als hinter demselben. Deshalb muss der Kranz des Laufrades, mit der Mantelfläche des Gehäuses möglichst dicht schliessen, ohne sie zu berühren, und auch der Spalt zwischen Leit- und Laufkranz möglichst klein sein.

Die **de Lavalturbine** ist partiell beaufschlagt und hat nur eine Druckstufe. In den düsenförmigen Leitapparaten wird die ganze potentielle Energie der Dampfspannung in kinetische Energie verwandelt und der Dampf tritt mit der vollen Geschwindigkeit, welche der Differenz der Spannungen im Dampfzuleitungsrohr und im Turbinengehäuse entspricht, in die Schaufel des Laufrades. Diese Geschwindigkeit beträgt bei einer Dampfspannung von 10 Atmosphären und bei einer Spannung im Gehäuse von 0,1 Atmosphären etwa 1100 m/sek. Theoretisch ändert sich die Pressung im Laufrade nicht mehr. Infolge der grossen Strömungsgeschwindigkeit des Dampfes machen die Lavalturbinen 10—30000 Umläufe in der Minute, und es ist deshalb eine Übersetzung der grossen Tourenzahl durch Zahnradvorgelege oder Riemenbetrieb notwendig. Die Lavalturbine ist an sich eine äusserst einfache Maschine, verlangt aber wegen der grossen Umdrehungszahl die sorgfältigste Auswahl des Materials und genaueste Arbeit.

Abb. 37. Schema der Elektraturbine.

Zur Klasse der Druckturbinen mit einer Druckstufe gehört ein neuerer Turbinentyp, die sogenannte **Elektra-Turbine** (vergl. Abb. 37). Sie nutzt die Geschwindigkeit des aus dem Radkranze erstmalig ausströmenden Dampfes noch weiter in mehreren Geschwindigkeitsstufen aus, indem der Dampf durch den Kranz ein und desselben Laufrades mittelst besonderer Leitapparate mehrfach geleitet wird, wobei er einmal von der einen und dann von der entgegengesetzten Seite in das Laufrad eintritt, also seine Krümmungsrichtung ändert.

Abb. 38. Schema der Riedler-Stumpf-Turbine.



Die **Riedler-Stumpf-Turbine** hat gleichfalls eine Druckstufe (vergl. Abb. 38). Der Dampf wird aber, nachdem er eine Schaufel durchströmt hat, durch besondere Leitapparate in die Schaufel des nebenliegenden Schaufelkranzes, und zwar in einer oder mehreren Geschwindigkeitsstufen geführt. Die besondere Eigentümlichkeit der Riedler-Stumpfschen Dampfturbine besteht darin, dass der strömende Dampf sowohl in den Schaufeln, als auch in den Leitapparaten dieselbe Krümmungsrichtung behält. Hierdurch sollen die Effektverluste in den Leitapparaten möglichst beschränkt werden.

Eine andere Klasse umfasst die Aktionsturbine mit mehreren Druckstufen. Hierher gehört die **Rateauturbine**[16a]) mit 10 bis 24 und die sogenannte **Zoelly-Turbine** mit 5 bis 12 Druckstufen. Bei der Zoelly-Turbine

[16a]) Vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher. Ing. 1906. S. 1505 u. 1907. S. 417.

(vergl. Abb. 39) tritt der Dampf an einem Ende des Gehäuses ein und wird durch Leitschaufeln auf das erste Laufrad geführt. In den Leitkanälen expandiert der Dampf auf einen niedrigeren Druck, so dass er eine diesem Druckgefälle entsprechende Geschwindigkeit erhält. Mit dieser Geschwindigkeit durchströmt er die gekrümmten

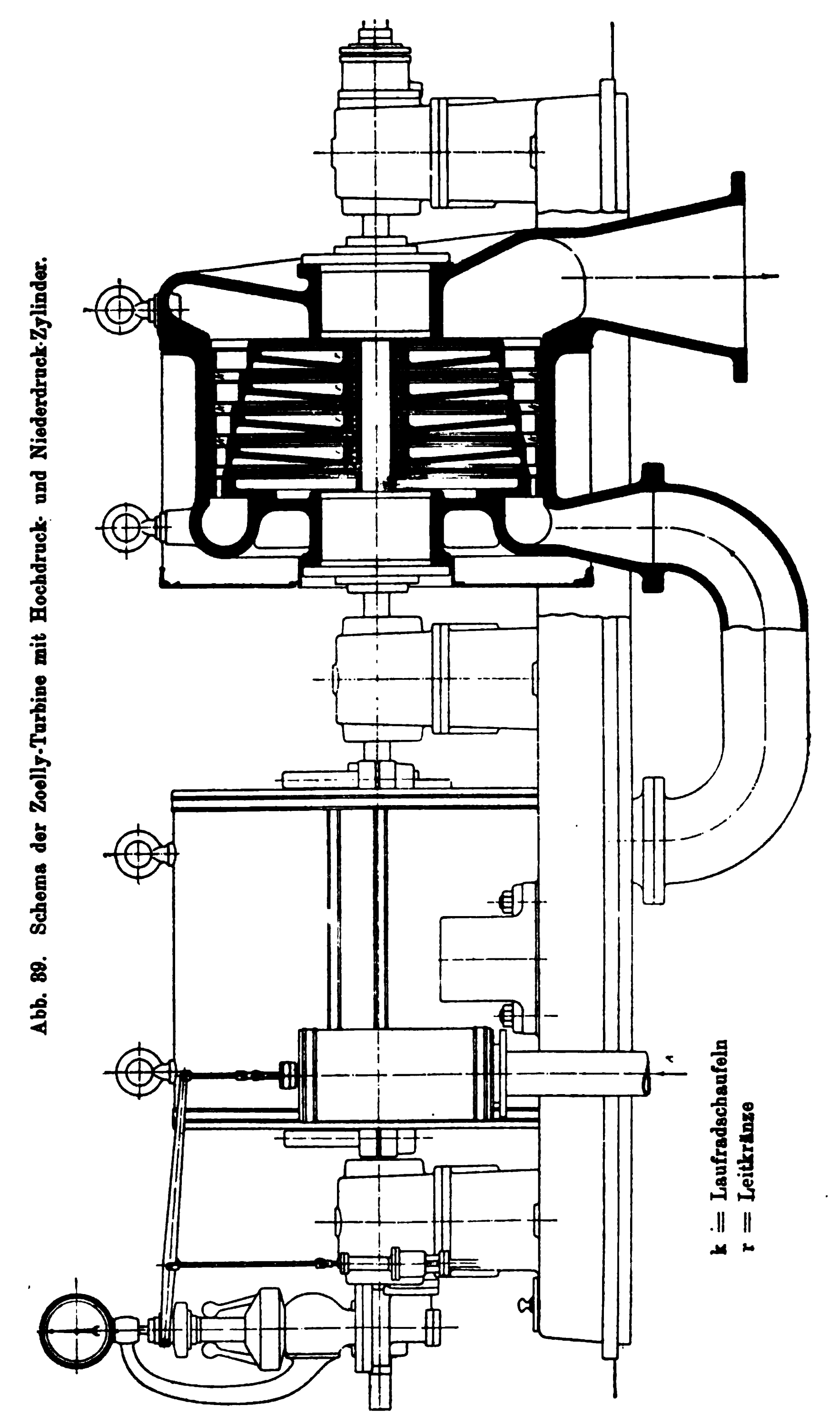
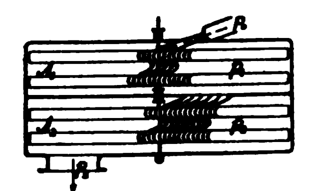


Abb. 39. Schema der Zoelly-Turbine mit Hochdruck- und Niederdruck-Zylinder.

Schaufeln des Laufrades und gibt während des Durchströmens das Arbeitsvermögen, welches der Druckstufe entspricht an die Schaufeln ab. Hierauf gelangt der Dampf in den nächsten Leitapparat und erhält hier eine dem zweiten Druckgefälle entsprechende Geschwindigkeit, welche dann in dem zweiten Laufrade ausgenützt wird, und so wiederholt sich der gleiche Vorgang bis zur letzten Stufe. Auf diese Weise wird das einer jeden Stufe zugehörige Arbeitsvermögen auf das betreffende Laufrad übertragen. Der aus dem letzten Rade austretende Dampf geht dann in den Kondensator oder ins Freie. Jeder Druckstufe entspricht eine für sich abgeschlossene Kammer im Turbinengehäuse, welche nur durch die Öffnungen des Leitapparates mit der nächsten Kammer in Verbindung steht. Da der Dampfdruck vor und hinter dem Laufrade theoretisch der gleiche ist, kann der Spalt grösser sein, als bei der mehrstufigen Überdruckturbine, auch kann der Spielraum zwischen Laufkranz und Mantelfläche etwas grösser sein. Hieraus soll sich der Vorteil einer einfacheren und stabileren Konstruktion ergeben. Charakteristisch für die Zoellyturbine sind dann noch eine Menge sinnreicher Konstruktionseinzelheiten (wie z. B. der nach dem Mittelpunkt zu sich verstärkende Querschnitt der Schaufeln des Laufrades), auf welche näher einzugehen hier zu weit gehen würde.

Abb. 40. Schema der Curtis-Turbine.



Eine andere eigenartige Ausbildung mehrstufiger Druckturbinen zeigen die sogenannten **Curtis-Turbinen** (vergl. Abb. 40), welche sowohl mehrere Druckstufen haben, als auch innerhalb jeder Druckstufe mehrere Geschwindigkeitsstufen enthalten. Turbinen dieses Typs werden besonders in Amerika, aber auch in Deutschland viel gebaut (vergl. S. 288).

Abweichend von den bisher genannten Typen stellt die **Parsons-Turbine** eine vielstufige (bis zu 70 Stufen) sogenannte Überdruck-Reaktionsturbine dar (vergl. Abb. 41). Das Prinzip dieser Turbine soll bereits im Jahre 1853 von Tournaire in der Pariser Akademie vorgeführt sein[17]). Parsons verdankt den grossartigen Erfolg seiner zuerst 1884 gebauten Dampfturbine den von ihm erdachten Konstruktionseinzelheiten. Die Parsonsturbine wird meistens als voll beaufschlagte Turbine gebaut. Die einzelnen Leit- und Laufkränze folgen dicht aufeinander mit möglichst kleinen Spalten und der Dampf expandiert nicht nur in Leitschaufeln, sondern auch in dem Laufrade selbst. Auf diese Weise ist der Dampfdruck an der Einströmungsseite eines Laufkranzes grösser, als an der Ausströmungsseite, und es findet deshalb eine axiale Pressung auf die Welle statt, welche durch rotierende Gegenkolben aufgenommen wird. Letztere sind wiederum durch Dampf in sinnreicher Weise entlastet. Da zwischen Vorder- und Hinterseite jedes Kolbens eine Differenz der Dampfspannung besteht, sind die Kolben durch sogenannte Labyrinthdichtungen gegen die Mantelflächen abgedichtet. In den Dichtungen schleift aber nicht Metall auf Metall, sondern es sind kleine Spielräume gelassen, durch welche der Dampf infolge der Wirbelbildung nicht mehr hindurchgelangen kann, sobald die Maschine ihre normale Tourenzahl macht. Auch die bronzenen Schaufelkränze, welche in die Stahlwalze schwalbenschwanzförmig eingelassen sind, schliessen nicht so dicht, dass sie auf der Mantelfläche reiben. Im Dampfraum ist daher auch bei der Parsonsturbine Ölschmierung nicht erforderlich. Der Dampf wirkt, wie bereits erwähnt, teilweise durch den Druck auf die Schaufel des Laufrades, wie bei den Aktionsturbinen, teilweise durch den Rückdruck des ausströmenden Strahls.

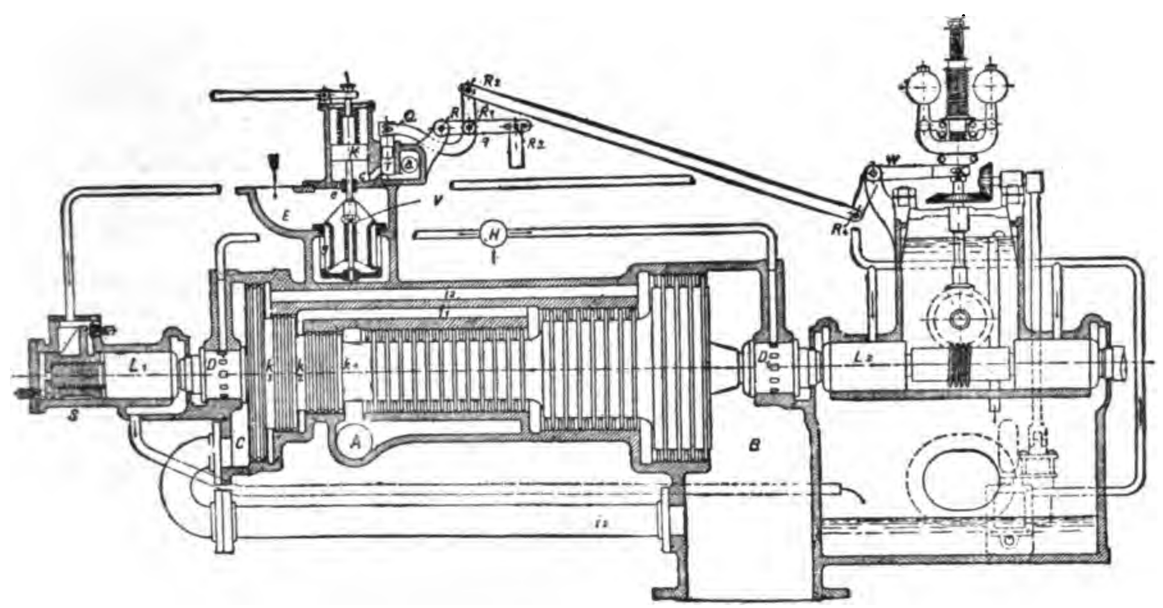
---

[17]) Donát Bánki, Grundlagen zur Berechnung von Dampfturbinen. Zeitschr. f. d. gesamte Turbinenwesen 1906. S. 155.

Die Umlaufgeschwindigkeiten aller mehrstufigen Turbinen schwanken zwischen 750 bis 4500, so dass sie mit elektrischen Generatoren direkt gekuppelt werden können.

Mit Rücksicht darauf, dass alle neueren Konstruktionen von Dampfturbinen noch nicht durch eine längere Praxis, wie die Kolben-Dampfmaschine erprobt sind, man aber

Abb. 41. Schematische Darstellung der Brown Boveri Parsonsturbine.



A Dampfeintritt.
B Dampfaustritt in den Kondensator.
C Dampfvorraum vor dem Entlastungskolben k 3 in Verbindung mit B.
c Kanal zur Verbindung des Kolbenschieberkastens T mit K.
D Dichtungsrahmen der Stahlwalze, welche die bronzenen Laufkränze trägt. Abdichtung gegen Lufteintritt durch Dampfzuführung.
E Dampfvorraum.
e Kanal zur Verbindung von E mit dem Zylinderraum unter dem Kolben K. Ist c geschlossen, so hebt der durch e eintretende Dampf K und damit V.
k 1, k 2, k 3 Rotierende Kolben mit Labyrinthdichtung
i 1, i 2, i 3 Kanäle, durch welche die Spannung an den Hauptdruckstufen des Walzenteils zwischen A und B so an die Kolben k 1, k 2, k 3 geführt wird, dass eine vollständige Entlastung derselben stattfindet.
L 1, L 2 Drucklager der Stahlwalze mit Druckölschmierung. unter 1,5 Atm.
Q, R-R4, W Hebelübersetzung vom Fliehkraftregler zur Betätigung des Schiebers T. (150–250 Hübe pro Minute.)
S Kammlager, dient zugleich zur genauen Einstellung zwischen festen und rotierenden Schaufelkränzen.
V Hauptdampfventil, welches je nach Grösse der Turbinen 150–250 mal in der Minute den Dampf zulässt und absperrt.

wahrscheinlich in wenigen Jahren inbezug auf die direkten Betriebskosten andere und wahrscheinlich günstigere Zahlen als heute wird aufweisen können, mit Rücksicht ferner darauf, dass bei der grossen, jährlich wachsenden Anzahl von Maschinenbauanstalten[18]),

---

[18]) Dem in der Zeitschr. d. V. D. J. 1906 S. 1209 u. ff. veröffentlichten Vortrage von Prof. A. Riedler sind die folgenden Mitteilungen entnommen und durch die mit * bezeichneten Sätze ergänzt.

Die Parsons-Turbine wird in England von Parsons & Co. in New Castle-on Tyne und einer grossen Zahl anderer englischer Firmen gebaut, wie z. B. von der englischen Niederlassung der Westinghouse-Gesellschaft in Manchester.

In der Schweiz baut die A.-G. Brown, Boveri & Comp. in Baden unter der Bezeichnung Brown-Boveri-Parsons-Turbine dieses Maschinensystem. Es soll wesentliche Verbesserungen gegenüber der englischen Bauart aufweisen.

In Deutschland bauen Brown, Boveri & Comp. die erwähnte Parsons-Turbine in Mannheim.

Von Brown, Boveri & Comp. erwarben die Ausführungsberechtigung die Société John Cockerill in Seraing für Belgien, Franco Tosi in Legnano für Italien, Richardsons, Westgarth & Co. in Hartlepool für England. In Frankreich sind ausführungsberechtigt: die Compagnie Electromécanique in Le Bourget

welche sich mit der Fabrikation von Dampfturbinen befassen, auch die heutigen Anlagekosten infolge der Konkurrenz bald erheblich zurückgehen dürften, soll bei den nachstehenden Mitteilungen über Betriebskosten von Dampfanlagen auf die Dampfturbine nicht näher eingegangen werden.

C. Die Dampfkessel.

Von den vielen verschiedenen Dampfkesselsystemen mögen die folgenden genannt sein[19]):

1. Einfache Walzenkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 1,25 qm,
2. Mehrfache Walzenkessel mit 1 oder 2 Unterkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,5—0,575 „
3. Mehrfache Walzenkessel mit 2 Ober- und 2 Unterkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,4—0,45 „
4. Flammrohrkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,45—0,6 „
5. Heizrohrkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,3 „

(Seine) und im Zusammenhange mit dieser mehrere Maschinenfabriken und französische Werften, letztere für Schiffsmaschinen.

Die Curtis-Turbine wird in Amerika von der General Electric Co. in Schenectady N. Y. und in Lynn (Mass) gebaut, in Frankreich von der Cie d'Electricité Thomson-Houston in Paris und von der British Thomson-Houston-Co. in Rugby. *In Deutschland wird ein der Curtis-Turbine verwandter Typ unter der Bezeichnung A.E.G.-Turbine von der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft gebaut.

Die Laval-Turbine wird von den Laval-Gesellschaften in Schweden, Frankreich, England, Amerika und in Deutschland von der Maschinenbauanstalt Humboldt in Kalk gebaut.

*Die Elektra-Turbine baut in Deutschland die Gesellschaft für elektrische Industrie in Karlsruhe.

Die Rateau-Turbine wird in Frankreich von Sautter, Harlé & Cie, in der Schweiz von der Maschinenfabrik Oerlikon, in Deutschland von der Bergmann Elektrizitätswerke A.-G., in Österreich von von Skoda-Werken A.-G. in Pilsen, in Belgien von Van den Kerchove in Gent, in England von Fraser & Chalmers Ltd. in Erith-London, in Amerika von der Rateau-Turbine-Co. in Chicago gebaut.

Die Zoelly-Turbine wurde zuerst von Escher Wyss & Co. in Zürich für die Schweiz in Zürich und für Deutschland in Ravensburg gebaut. Später hat sich ein Zoelly-Syndikat zur Ausführung dieser Turbine gebildet, bestehend aus der Züricher Firma, den Siemens-Schuckert-Werken, den vereinigten Maschinenfabriken Augsburg und Maschinenbaugesellschaft Nürnberg, dem Norddeutschen Lloyd und Friedr. Krupp, Essen, welches auf gemeinsame Rechnung und Gewinnbeteiligung zu vereinbarten Syndikatpreisen Turbinen liefert. Dieses Syndikat hat dann weitere Bauberechtigung erteilt, in Deutschland der Maschinenbauanstalt Görlitz, Elsässische Maschinenbaugesellschaft in Mülhausen i. Els., Schüchtermann & Kremer in Dortmund, ausserdem an die Maschinenfabriken L. Lang in Budapest, F. Ringhoffer in Smichow und an italienische Firmen.

In gleicher Weise ist ein französisches Syndikat mit Creuzot gebildet und ausserdem ausführungsberechtigt die Elsässische Maschinenbaugesellschaft in Belfort und die Compagnie de l'Horme. In England sind bisher Mather & Platt in Manchester und Musgrave in Bolton ausführungsberechtigt.

*Der Bau der Riedler-Stumpf-Turbine war in Deutschland von der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft aufgenommen, ist aber vorläufig wieder aufgegeben.

Nach den Mitteilungen von A. Riedler sollen an Parsons-Turbinen bis 1906 bereits mehr als 1 1/2 Millionen PS_e gebaut sein, wovon auf Brown, Boveri & Co. und ihre Lizenzabnehmer 1/2 Millionen PS_e entfallen.

Die Curtis-Turbinen einschliesslich der A.E.G.-Turbinen sollen im ganzen etwa eine Leistung von 1 Millionen PS_e aufweisen, die Zoelly-Turbinen etwa 164000 PS_e, wovon auf die Entwickelungsjahre 1904 28575 und 1905 74025 PS_e entfallen.

Die Rateau-Turbinen sollen in etwa 70000 PS_e ausgeführt worden sein.

Insgesamt soll die Leistung der bis Sommer 1906 ausgeführten Dampfturbinen auf ca. 3 Millionen PS_e anzunehmen sein.

19) Fritz Hoppe, Wie stellt man Projekte, Kostenanschläge etc. auf? S. 48.

6. Walzenkessel mit stehendem Heizrohrkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,25—0,3 qm
7. Walzenkessel mit liegendem Heizrohrkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,2—0,25 „
8. Flammrohrkessel mit Heizröhren mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,2—0,25 „
9. Flammrohrkessel mit Heizrohrkessel und Dampfraum im Ober- und Unterkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,15 „
10. Wasserrohrkessel mit einem Raumbedarf pro qm Heizfläche von 0,07—0,175 „

Unter wasserberührter Heizfläche eines Dampfkessels versteht man die Grösse des Flächeninhaltes der einerseits von den Feuergasen, andererseits vom Wasser berührten Wandungen des Kessels, wobei die Maasse auf der Feuerseite zu nehmen sind. Die Grösse der Heizfläche berechnet sich nach der empirischen Formel: $H = \frac{D_m}{a}$ worin H die Heizfläche in qm, D_m den Dampfverbrauch in kg pro effektive PS-Stunde und a einen Erfahrungskoeffizienten bedeuten. Soll die Kesselanlage stark angestrengt werden, um die Anschaffungskosten herunterzusetzen, so kann man a zu etwa 30 annehmen. Im Durchschnitt rechnet man für Dauerbetrieb nur mit a = 14 bis 15, was also bedeutet, dass man mit 1 qm Heizfläche im Dauerbetriebe, ohne die Kesselanlage anzustrengen 14 bis 15 kg Dampf erzeugen kann.

Der Dampfverbrauch richtet sich nach dem System der Dampfmaschine, nach der Grösse der Einheit, nach der Belastung und nach der Betriebsdauer. Von den Fabrikanten wird bei Lieferung der Maschine der Dampfverbrauch entweder pro indizierte oder effektive PS-Stunde bei verschiedenen Belastungen angegeben. Es ist zweckmässig, die Angaben pro effektive PS-Stunde zu verlangen, weil es hierauf für den Verbrauch an Brennmaterialien ankommt.

Bedeutet d_i den Dampfverbrauch pro indizierte PS-Stunde,
d_e den Dampfverbrauch pro effektive PS-Stunde bei einer bestimmten Belastung,
η den Wirkungsgrad der Maschine,
so ist $\frac{d_i}{\eta} = d_e$, und wenn
D_m den stündlichen Dampfverbrauch einer Maschine von N_e effektiven PS bedeutet, so ist $D_m = d_e \cdot N_e$

Aus dem grössten Werte für D_m würde dann die Heizfläche zu berechnen sein.

Art des Brennstoffes	Gewicht eines cbm in kg	Heizwert in W.E.	1 kg verdampft Wasser in kg bei einem Wirkungsgrad von ca. 65%	ca. 80%	Auf 1 qm Rostfläche verbrennen kg pro Stunde	Erforderliche Heizfläche pro qm Rostfläche in qm
Hochwertige Steinkohle	700—900	7 500	7,7	9,5	80—125	40—50
Minderwertige Steinkohle	700—950	4 500	4,5	5,5	80—100	30—35
Koks	400—550	6 000—7 000	6—7	7,5—8,5	100—150	40—50
Braunkohlen	600—700	4 000—5 000	4—5	5—6	140—180	40—50
Torf, trocken	300—500	3 000—4 000	3—4	4—5	150—200	35—40
Holz	300 -400	2 500—3 000	2,5—3	—	150—200	25—30

Die Grösse der Rostfläche hängt von dem Feuerungsmaterial ab. Vorhergehende Zahlentafel gibt eine Übersicht über den Heizwert, die Verdampfungsfähigkeit der verschiedenen Brennmaterialen und das Verhältnis von Rostfläche zur Heizfläche:

Bezüglich der Dimensionen gemauerter Schornsteine sei kurz bemerkt, dass sich hierfür folgende Erfahrungsformeln herausgebildet haben:

Bezeichnet r den Halbmesser des oberen lichten kreisrunden Querschnitts,
r_1 den Halbmesser des unteren lichten Querschnitts des Schornsteins,
H die Höhe des Schornsteins,
B die in der Stunde auf dem Roste der Kesselanlage zu verbrennende Brennstoffmenge in kg, so ist

$2r = 0,055 . \sqrt{B}$
$H = 50r$ bis $56r$
$r_1 = r + 0,01\ H$[20]).

Anlagekosten von Kolben-Dampfmaschinen.

Um für Vergleichsrechnungen bei den wirtschaftlichen Vorarbeiten Anhaltspunkte zu geben, sind in der Tabelle XVI Anlagekosten für Einzylinder-Auspuff-Maschinen und in Tabelle XVII für Kondensationsmaschinen ohne Rückkühlung zusammengestellt, wie sie etwa heutigen mittleren Preisen entsprechen würden. Hierbei ist angenommen, dass bei den Anlagen mit Einzylinder-Auspuff-Maschinen von 10 bis 100 PS_e ein Grunderwerb nicht erforderlich ist, sondern dass vielmehr die Anlagen auf verfügbarem Grundbesitz errichtet werden können. In Tabelle XVII ist für die Anlagen mit Kondensationsmaschinen eine Rückkühlung nicht vorgesehen, sondern angenommen, dass reichlich und billig Wasser zur Verfügung steht. Für einen richtigen Vergleich zwischen einer Wasserkraftanlage und einer Dampfanlage muss man die letztere so veranschlagen, dass sie mit Sicherheit dieselbe Jahresleistung hergeben kann wie die Wasserkraft. Hierbei ist die Grösse und Art des voraussichtlichen Bedarfs in absehbarer Zeit zu berücksichtigen. Ist dieser kleiner als die Leistungsfähigkeit der Wasserkraft, so würde man die Grösse der Anlage

---

20) Fritz Hoppe. Wie stellt man Projekte, Kostenanschläge etc. für elektrische Licht- und Kraftanlagen auf? Darmstadt. Elektrotechnische Verlagsanstalt gibt S. 51 die nachfolgende Tabelle:

Tabelle über Abmessungen (in Meter) für gemauerte Schornsteine unter normalen Verhältnissen.

Heizfläche in qm	Höhe in m	Lichter Durchmesser		Äusserer Durchmesser		Sockel	
		oben	unten	oben	unten	Breite	Höhe
30	16	0,6	1,0	0,9	1,6	3,0	2,1
40	18	0,6	1,0	0,9	1,7	3,2	2,3
50	20	0,65	1,1	1,0	1,8	3,4	2,5
60	22	0,7	1,2	1,1	2,0	3,6	2,6
80	24	0,8	1,3	1,2	2,2	3,8	3,0
100	26	0,9	1,5	1,3	2,4	4,1	3,2
130	28	1,0	1,7	1,4	2,7	4,4	3,4
170	30	1,1	1,9	1,5	3,0	4,7	3,9
200	32	1,2	2,0	1,7	3,2	5,0	4,1
250	34	1,3	2,2	1,8	3,5	5,3	4,5
290	36	1,4	2,4	1,9	3,8	5,6	4,8
350	40	1,5	2,6	2,1	4,1	6,0	5,1
400	43	1,6	2,8	2,2	4,4	6,4	5,4
500	46	1,8	3,2	2,4	4,9	6,8	5,9
650	50	2,0	3,5	2,8	5,2	7,2	6,3

Tabelle XVI.

Anlage-Kosten von Einzylinder-Auspuff-Dampfmaschinen in Mark.

	Maschinen mit Schiebersteuerung Gesättigter Dampf mit 8 Atmosphären Überdruck						Maschinen mit Ventilsteuerung Dampf 8 Atm. Überh. auf 250° C	
Normale Nutzleistung in PS_e	10	20	30	40	50	60	80	100
1. Preis einer Dampfmaschine mit allem Zubehör, einschliessl. Fundament und Montage	2 300	3 500	4 000	5 500	6 200	6 800	10 200	13 500
2. Preis eines Kessels mit Armatur, Speisepumpen u. Injektoren, Speisewasserreinigung und einschliessl. der Einmauerung . . .	3 000	5 300	6 700	7 500	8 200	8 750	10 500	12 000
3. Rohrleitungen	550	650	800	950	1 100	1 200	1 400	1 500
4. Die ganze maschinelle Anlage ohne Reserve . . .	5 850	9 450	11 500	13 950	15 500	16 750	22 100	27 000
5. Kosten pro PS_e nach Nr. 4	585	472,5	383,3	348,7	310	279,1	276,2	270
6. Kosten der Reserve . .	4 387,5	7 087,5	8 625,0	10 462,5	11 625,0	12 562,5	16 575,0	20 250,0
7. Die ganze maschinelle Einrichtung mit Reserve . .	10 237,5	16 537,5	20 125,0	24 412,5	27 125	29 312,5	38 675,0	47 250
8. Kosten pro PS_e nach Nr. 7	1 023,7	826,8	670,8	610,3	542,5	488,5	483,4	472,5
9. Grösse des Grunderwerbs in qm	—	—	—	—	—	—	—	—
10. Kosten des Grunderwerbs in Mk.	—	—	—	—	—	—	—	—
11. Kosten für Maschinen und Kesselhaus ohne Reserve	2 400	4 400	5 600	6 400	6 800	7 200	7 600	8 000
12. Kosten für Maschinen und Kesselhaus mit Reserve .	4 000	5 600	9 600	10 800	11 600	12 400	13 200	14 000
13. Schornstein	700	900	1 200	1 500	1 800	2 000	2 300	2 500
14. Kosten des baulichen Teils mit Reserve	4 700	6 500	10 800	12 300	13 400	14 400	15 500	16 500
15. Kosten des baulichen Teils mit Reserve pro PS_e nach Nr. 14	470	325	360	307,5	268	240	193,7	165
16. Kosten der Gesamtanlage ohne Reserve, sowohl des baulichen als des maschinellen Teils	8 950	14 750	18 300	21 850	24 100	25 950	32 000	37 500
17. Kosten pro PS_e ohne Reserve nach Nr. 16 . . .	895	737,5	610	546,2	482	432,5	400	375
18. Kosten der Gesamtanlage mit Reserve, sowohl des maschinellen als des baulichen Teils	14 937,5	23 037,5	30 925,0	36 712,5	40 525	43 712,5	54 175,0	63 750
19. Kosten der Gesamtanlage mit Reserve pro PS_e nach Nr. 18	1 493,7	1 151,8	1 030,8	917,8	810,5	728,5	677,1	637,5

Tabelle

Anlage-Kosten für Kondensations-

Normale Nutzleistung in PS_e	Compound-Kondensations- 8 At. Überhitzt auf 250° C			
	50	100	200	400
1. Preis einer Dampfmaschine mit allem Zubehör einschliesslich Fundament und Montage in Mk.	10 000	17 000	29 000	58 000
2. Preis eines Kessels mit Armatur, Speisepumpen und Injektoren, Speisewasserreinigung und einschliesslich der Einmauerung in Mk.[1] . . .	6 000	10 000	18 000	29 000
3. Rohrleitungen in Mk.	1 800	3 100	4 500	6 000
4. Die ganze maschinelle Anlage ohne Reserve in Mk. (Addition von 1 bis 3)	17 800	30 100	51 500	93 000
5. Kosten pro PS_e in Mk.	356	301	257,5	232,5
6. Kosten der vollen Reserve (75 % der Kosten zu 4)	13 350	22 575	38 625	69 750
7. Die ganze maschinelle Einrichtung mit Reserve (Addition von 4 und 6)	31 150	52 675	90 125	162 750
8. Kosten pro PS_e zu 7	623	526,7	450,6	406,8
9. Grösse des Grunderwerbs in qm m. Res. . .	250	300	425	560
10. Kosten des Grunderwerbs in Mk. (20 Mk. pro qm)	5 000	6 000	8 500	11 200
11. Kosten für Maschinen- und Kesselhaus mit Reserve (80 Mk. pro qm)	12 000	18 000	24 000	33 600
12. Kosten für den Schornstein mit Fundament .	1 500	1 800	4 000	5 000
13. Gesamtkosten des baulichen Teils einschliesslich Grunderwerb mit Reserve (Addition von Nr. 10, 11 und 12)	18 500	25 800	36 500	49 800
14. Gesamtkosten des baulichen Teils einschliesslich Grunderwerb pro PS_e	370	258	182,5	124,5
15. Kosten der Gesamtanlage ohne Reserve des maschinellen Teils, aber mit Reserve des baulichen Teils (Addition von 4 und 13) . . .	36 300	55 900	88 000	142 800
16. Kosten pro PS_e nach 15	726	559	440	357
17. Kosten der Gesamtanlage mit Reserve des maschinellen und baulichen Teils (Addition von 7 und 13)	49 650	78 475	126 625	212 550
18. Kosten der Gesamtanlage pro PS_e nach 17 .	993	784,7	633,1	531,3

[1]) Die Anlagekosten der Speisewasserreinigung allein betragen bei Anlagen

Tabelle

Anlage-Kosten für

Normale Nutzleistung in PS_e	Compound-Kondensations-		
	100	200	400
1. Preis der kompl. Anlage einschl. Montage	1 800	2 500	4 800
2. Kosten pro PS_e nach 1	18	12,5	12
3. Kosten der vollen Reserve (75 % der Kosten zu 1) . . .	1 350	1 875	3 600
4. Kosten der Rückkühlanlage mit Reserve	3 150	4 375	8 400
5. Kosten pro PS_e zu 4	31,5	21,8	21

XVII.

Dampfmaschinen (ohne Rückkühlung).

Maschinen			Dreifach Expansions-Maschinen mit Kondensation					
11 At. Überhitzt auf 320° C			11 At. Überhitzt auf 320° C					
600	800	1 000	600	800	1 000	2 000	3 000	4 000
85 000	105 000	125 000	78 000	100 000	110 000	176 000	250 000	305 000
45 000	56 000	62 000	45 000	56 000	62 000	80 000	115 000	150 000
7 000	8 000	9 000	6 000	7 000	8 000	14 000	18 000	21 000
137 000	169 000	196 000	129 000	163 000	180 000	270 000	383 000	476 000
228,3	211,2	196	215	203,7	180	135	127,7	119
102 750	126 750	147 000	96 750	122 250	135 000	202 500	287 250	357 000
239 750	295 750	343 000	225 750	285 250	315 000	472 500	670 250	833 000
399,5	369,6	343,9	376,2	356,5	315,0	236,2	223,4	208,2
640	720	800	640	720	800	1 200	1 400	1 600
12 800	14 400	16 000	12 800	14 400	16 000	24 000	28 000	32 000
38 400	43 200	48 000	38 400	43 200	48 000	72 000	84 000	96 000
7 500	9 000	11 000	7 500	9 000	11 000	15 000	18 000	20 000
58 700	66 600	75 000	58 700	66 600	75 000	111 000	130 000	148 000
97,8	83,2	75	97,8	83,2	75	55,5	43,3	37
195 700	235 000	271 000	187 700	229 600	255 000	381 000	513 000	624 000
326,1	293,7	271	312,8	287,0	255,0	190,5	171,0	156,0
298 400	362 350	418 000	284 450	351 850	390 000	583 500	800 250	981 000
497,4	452,9	418	474,0	439,8	390,0	291,7	266,7	245,2

von 50—200 PS_e etwa 12% der Gesamtkosten ad 2 der Tabelle XVII
„ 400—600 „ „ 10% „ „ „ „ „ „ „
„ 800—1000 „ „ 8% „ „ „ „ „ „ „
bei grösseren Anlagen 6—7% „ „ „ „ „ „ „

XVIII.

Rückkühlanlagen.

Dampfmaschinen			Dreifach Expansions-Maschinen					
600	800	1 000	600	800	1 000	2 000	3 000	4 000
6 300	7 500	9 500	4 200	5 000	6 400	10 000	14 000	16 000
10,5	9,3	9,5	7	6,2	6,4	5	4,6	4
4 725	5 625	7 125	3 150	3 750	4 800	7 500	10 500	12 000
11 025	13 125	16 625	7 350	8 750	11 200	17 500	24 500	28 000
18,3	16,4	16,6	12,2	10,9	11,2	8,7	8,1	7,0

in Wärmekraftmaschinen bei der Vergleichsberechnung nur nach dem voraussichtlichen Kraftbedarf zu bemessen haben. Jedenfalls muss man aber für die Wärme-Kraftanlage eine ausreichende Reserve vorsehen, weil sonst die Rechnung unrichtig werden müsste. Es sind in den Tabellen XIX bis XXVI volle Reserven angenommen, also bei einer Anlage von z. B. 100 PS_e eine volle Einheit von 100 PS_e als Reserve. Diese Annahme könnte für die Dampfreserve zu ungünstig erscheinen, weil bei den Wasserkraftanlagen in den Tabellen XI, XII, XIII nur je ein Drittel als Reserve vorgesehen ist. Hätte man also z. B. bei einer Anlage von 40 PS_e anstatt 2 Einheiten von 40 PS_e zu wählen, nur 3 Einheiten à 20 PS_e genommen, so wäre immer noch ein Drittel als Reserve geblieben. Nach der Tabelle XVI kostet die 40 PS_e-Anlage einschliesslich voller Reserve 36712,50 Mk, während eine Anlage von 3 Einheiten à 20 PS_e nur $23037{,}5 + (0{,}75 \times 14750) =$ rund 34000 Mk. gekostet haben würde. Oder wenn man nach Tabelle XVII bei einer 4000 PS_e-Anlage statt zwei gleiche Einheiten à 4000 PS_e, welche 981000 Mark kosten, 3 Einheiten à 2000 PS_e aufstellen würde, so berechneten sich die Kosten zu rd.:

für 2 Einheiten à 2000 PS_e nach Nr. 17 der Tabelle XVII =	583500 Mk.
für die maschinelle Anlage der dritten Einheit von 2000 PS_e nach Nr. 6 Tabelle XVII	202500 „
für den Grunderwerb als Zuschlag nach Nr. 10 Tabelle XVII	12000 „
für den Schornstein nach Nr. 12 als Zuschlag	5000 „
an Kosten für Maschinen- und Kesselhaus als Zuschlag nach Nr. 11, Tabelle XVII $\frac{72000}{2} =$	36000 „
	839000 Mk.

Man kann also aus den Tabellen XVI und XVII nach Anleitung der obigen Beispiele überschläglich die Beschaffungskosten für Dampfanlagen mit $^1/_3$ Reserve berechnen. Indessen alle Wärmekraftmaschinen stellen doch immerhin erheblich kompliziertere Apparate dar, als Wasserturbinen und unterliegen deshalb häufigeren Betriebsstörungen als die letzteren. Es wird daher immer ratsam sein, bei Wärmekraft-Elektrizitätswerken reichliche Reserven vorzusehen. Dann ist aber noch zu bedenken, dass in der Betriebskostenrechnung bei den Wärmekraftmaschinen der Verbrauch von Brennstoff eine erhebliche Rolle spielt und dieser mit der Grösse der Einheit abnimmt. Wenn also auch bei der Annahme von vollen Reserven nach Tabelle XVI und XVII die indirekten Betriebskosten höher werden, so müssen doch dagegen die direkten Betriebskosten nicht unwesentlich kleiner ausfallen, weil die grossen Einheiten weniger Brennstoffe verbrauchen und auch verhältnismässig geringere Bedienungskosten erfordern als kleinere Einheiten. Die Kosten pro PS_e-Stunde oder KW-Stunde würden daher nicht wesentlich anders ausfallen, als sie in den Tabellen XIX bis XXVI ermittelt sind, wenn man statt der vollen Reserve mit grossen Einheiten, nur $^1/_3$ Reserve mit kleineren Einheiten zugrunde gelegt hätte. Überdies sollen auch die in den genannten Tabellen gegebenen Zahlen nur Anhaltspunkte bieten, mit deren Hilfe im Einzelfalle die vergleichende Betriebskostenrechnung durchgeführt werden kann.

Die Tabelle XVII gibt die Anlagekosteu ohne Rückkühlung. Wo Wasser für die Kondensation nicht reichlich und billig zur Verfügung steht, muss eine Rückkühlungs-Anlage (Gradierwerk) angebracht werden, welche sowohl die Anlagekosten, als auch die Betriebskosten beeinflusst.

Die vorstehende Tabelle XVIII gibt eine Übersicht über die Kosten von Rückkühlanlagen.

Betriebskosten bei Anlagen mit Kolbendampfmaschinen.

Da sich die einschlägigen Erläuterungen am besten durch Beispiele geben lassen, sind in den Tabellen XIX bis XXVI Betriebskostenberechnungen für Anlagen mit Kolbendampfmaschinen durchgeführt.

Auch bei Dampfanlagen wird in indirekte und direkte Betriebskosten zu unterscheiden sein.

Bei den indirekten Betriebskosten ist in den Tabellen angenommen, dass die maschinelle Anlage innerhalb 30 Jahren getilgt werden muss und dass der Prozentsatz für die Verzinsung der Rücklagen 4 % beträgt. Für die Rücklagen in den Erneuerungsfonds ist vorausgesetzt, dass die Erneuerung des maschinellen Teils der Dampfanlage

bei jährlich 1000 Betriebsstunden in 20 Jahren,
„ „ 1500 „ „ 18 „
„ „ 3000—3600 „ „ 15 „
„ „ 7200 „ „ 12 „

erforderlich wird. Für den baulichen Teil ist mit Rücksicht darauf, dass die Tilgung der ganzen Anlage bereits in 30 Jahren angenommen wurde, eine Erneuerung unnötig.

Die direkten Betriebskosten zerfallen in die Unterhaltungskosten, und in die Kosten für die Bedienung, für den Brennstoff, sowie für das Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial[21]). Die Unterhaltungskosten sind in % der Anlagekosten ausgedrückt, steigend mit der Betriebsdauer. Wie die Bedienungskosten berechnet sind, ebenso welche Ansätze für Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial pro PS_e-Stunde in Pfennigen genommen werden, ergibt sich direkt aus den Tabellen.

Der Brennstoffverbrauch richtet sich in erster Linie nach der Wahl des Brennstoffes. Er hängt weiter ab von dem gewählten System der Kessel und Dampfmaschinen, sowie von der Grösse der Einheit und von der Betriebsdauer. In den Tabellen XIX und XXVI ist Steinkohle mit etwa 7000 W.E. angenommen. Die Kosten der Kohle ab Zeche sind je nach des Herkunft verschieden. Es kosten ab Zeche etwa

die Saarkohle . . . . Mk. 1,30
die Ruhrkohle . . . . „ 1,25
die oberschlesische Kohle . . . . . . „ 0,85 pro 100 kg.

Die Kosten hängen aber auch sehr wesentlich von den Transportwegen ab, und es sind deshalb in den Tabellen bei Berechnung der Kosten des Brennstoffverbrauches vier verschiedene Preise pro 100 kg zugrunde gelegt.

Oben wurde bereits gesagt, dass der stündliche Dampfverbrauch einer Dampfmaschine sich ausdrücken lässt durch die Formel:

$$D_m = d_e \,.\, N_e \text{ (vergl. S. 289).}$$

Zu diesem Verbrauch kommt noch ein Dampfverlust durch die Undichtigkeiten der Dampfleitung, Abkühlung in den Leitungen etc., welcher sich in einem Bruchteil von D_m ausdrücken lässt und mit $\alpha\, D_m$ bezeichnet werden mag[22]). Die im Kessel stündlich zu erzeugende Kraftmenge beträgt deshalb

$$D_s = N_e \,.\, d_e\, (1 + \alpha)$$

Wird im Jahre an t Betriebstagen je s Stunden mit Dampfmaschinen gearbeitet, so ist der Dampfverbrauch pro Jahr:

$$D = D_s \,.\, s \,.\, t.$$

---

[21]) Die Kosten für die allgemeine Verwaltung können für den Vergleich mit Wasserkraftanlagen ausscheiden.

[22]) Vergl. Chr. Eberle, Kosten der Krafterzeugung. Halle a. S. 1901. S. 6.

Tabelle XIX.

Betriebs-Kosten von Einzylinder-Auspuff-Dampfmaschinen bei 1000 Betriebsstunden im Jahr.

		Maschinen mit Schiebersteuerung Gesättigter Dampf mit 8 Atm. Überdruck						Maschinen mit Ventilsteuerung Dampf 250° C	
Normale Nutzleistung in PS_e		10	20	30	40	50	60	80	100
I. Anlagekosten.									
1. Preis der kompl. maschinellen Anlage einschl. Reserve nach Nr. 7 Tabelle XVI		10 237,0	16 537,5	20 125,0	24 412,5	27 125	29 312,5	38 675,0	47 250
2. Kosten des Grunderwerbs		—	—	—	—	—	—	—	—
3. Kosten des baulichen Teils mit Reserve nach 14		4 700	6 500	10 800	12 300	13 400	14 400	15 500	16 500
4. Gesamtkosten ad 1—3		14 937,0	23 037,5	30 925,0	36 712,6	40 525,0	43 712,5	54 175,0	63 750
II. Betriebskosten.									
A. Indirekte Betriebskosten.									
5. Verzinsung 4½ % und Tilgung 1,8 %, zusammen 6,3 % der Gesamtkosten zu 4		941,0	1 451,3	1 948,2	2 312,8	2 553,0	2 753,8	3 413,0	4 016,2
6. Erneuerung für den maschinellen Teil 3,4 % von 1		348,0	562,2	684,2	829,0	922,2	996,6	1 215,9	1 606,5
für den baulichen Teil 0 %		—	—	—	—	—	—	—	—
B. Direkte Betriebskosten.									
7. Unterhaltung einschl. Feuerversicherung a) für den maschinellen Teil 1 % von 1		102,3	165,3	201,2	244,1	271,2	293,1	386,7	472,5
b) für den baulichen Teil 0,5 % von 3		23,5	32,5	54,0	61,5	67,0	72,0	77,5	82,5
8. Bedienung einschl. aller Versicherungen		700	700	700	950	1 200	1 200	1 200	1 500
9. Schmier- und Putzmaterial		54 (0,54)	84 (0,42)	108 (0,36)	144 (0,36)	162 (0,32)	185 (0,31)	216 (0,27)	264 (0,26)
10. Brennstoffverbrauch in kg pro PS_e-Stunde		3,50	3,40	3,25	3,1	3,0	2,85	2,58	2,30
11. Brennstoffverbrauch pro Jahr in 100 kg		350	680	975	1 240	1 500	1 710	2 064	2 300
12. Kosten des Brennstoffs pro Jahr bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von	1,00 Mk.	350	680	975	1 240	1 500	1 710	2 064	2 300
	1,50 „	525	1 020	1 462,5	1 860	2 250	2 565	3 096	3 450
	2,00 „	700	1 360	1 950	2 480	3 000	3 420	4 128	4 600
	2,50 „	875	1 700	2 437,5	3 100	3 750	4 275	5 160	5 750
13. Kosten der effektiven Pferdekraftstunde in Pfennig bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von	1,00 Mk.	25,1	18,3	15,5	14,4	13,3	12,1	10,8	10,2
	1,50 „	26,9	20,7	17,1	16,0	14,8	13,4	12,0	11,3
	2,00 „	28,6	21,7	18,8	17,5	16,3	14,8	13,2	12,5
	2,50 „	30,4	23,8	20,4	19,1	17,8	16,2	14,5	13,6
14. Von den Kosten ad 13 entfallen auf die indirekten Betriebskosten in % bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von	1,00 Mk.	51 %	55 %	56 %	54 %	52 %	51 %	53 %	55 %
	1,50 „	48 %	49 %	51 %	49 %	47 %	46 %	48 %	49 %
	2,00 „	45 %	47 %	46 %	45 %	42 %	42 %	43 %	45 %
	2,00 „	42 %	42 %	43 %	41 %	39 %	38 %	39 %	41 %

Die zu Nr. 9 in Klammern aufgeführten Zahlen bedeuten abgerundet die Kosten für Putz-, Schmier- und Dichtungsmaterial pro PS_e-Stunde.

Tabelle XX.

Betriebs-Kosten von Einzylinder-Auspuff-Dampfmaschinen bei 1500 Betriebsstunden im Jahr.

	Maschinen mit Schiebersteuerung Gesättigter Dampf mit 8 Atm. Überdruck						Maschinen mit Ventilsteuerung Dampf 250° C	
Normale Nutzleistung in PS_e	10	20	30	40	50	60	80	100
I. Anlagekosten.								
1. Preis der kompl. maschinellen Anlage einschl. Reserve nach Nr. 7 Tabelle XVI	10 237,0	16 587,5	20 125,0	24 412,5	27 125	29 312,5	38 675,0	47 250
2. Kosten des Grunderwerbs	—	—	—	—	—	—	—	—
3. Kosten des baulichen Teils mit Reserve nach 14 Tabelle XVI	4 700	6 500	10 800	12 300	13 400	14 400	15 500	16 500
4. Gesamtkosten ad 1—3	14 937,0	23 087,5	30 925,0	36 712,5	40 525,0	43 712,5	54 175,0	63 750,0
II. Betriebskosten.								
A. Indirekte Betriebskosten.								
5. Verzinsung 4½% und Tilgung 1,8%, zusammen 6,3% der Gesamtkosten zu 4	941,0	1 451,8	1 948,2	2 312,8	2 553,0	2 753,8	3 413,0	4 016,2
6. Erneuerung für den maschinellen Teil 3,9 von 1	399,2	644,9	784,8	952,0	1 057,8	1 143,1	1 508,3	1 842,7
für den baulichen Teil 0%	—	—	—	—	—	—	—	—
B. Direkte Betriebskosten.								
7. Unterhaltung einschl. Feuerversicherung a) für den maschinellen Teil 1,1% von 1	112,6	181,9	221,3	268,5	298,3	322,4	425,4	519,7
b) für den baulichen Teil 0,5% von 3	23,5	32,5	54,0	61,5	67,0	72,0	77,5	82,5
8. Bedienung einschl. aller Versicherungen	800	800	800	1 100	1 500	1 500	1 500	2 000
9. Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial	81 (0,54)	126 (0,42)	177 (0,39)	216 (0,36)	262 (0,34)	286 (0,32)	360 (0,30)	396 (0,26)
10. Brennstoffverbrauch in kg pro PS_e-Stunde	3,45	3,3	3,18	3,0	2,90	2,78	2,50	2,25
11. Brennstoffverbrauch pro Jahr in 100 kg	517,5	990	1 431	1 800	2 175	2 502	3 000	3 375
12. Kosten des Brennstoffs pro Jahr bei einem Kohlenpreis pro 100 kg von 1,00 Mk.	517,5	990	1 431	1 800	2 175	2 502	3 000	3 375
1,50 „	776,25	1 485	2 146,5	2 700	3 262,5	3 752	4 500	5 062,5
2,00 „	1 035	1 980	2 862	3 600	4 350	5 004	6 000	6 750
2,50 „	1 293,75	2 475	3 577,5	4 500	5 437,5	6 255	7 500	8 437,5
13. Kosten der effektiven Pferdekraftstunde in Pfennig bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	19,1	14,0	12,0	11,1	10,5	9,5	8,5	8,1
1,50 „	20,8	15,7	13,6	12,6	12,0	10,9	9,8	9,2
2,00 „	22,6	17,3	15,2	14,1	13,4	12,3	11,0	10,4
2,50 „	24,8	19,0	16,8	15,6	14,9	13,7	12,3	11,4
14. Von den Kosten ad 13 entfallen auf die indirekten Betriebskosten in % bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	47 %	50 %	51 %	48 %	46 %	45 %	48 %	48 %
1,50 „	43 %	45 %	45 %	43 %	40 %	39 %	42 %	42 %
2,00 „	39 %	40 %	40 %	38 %	36 %	35 %	37 %	37 %
2,50 „	37 %	37 %	36 %	35 %	32 %	31 %	33 %	34 %

Die zu Nr. 9 in Klammern aufgeführten Zahlen bedeuten abgerundet die Kosten für Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial pro PS_e-Stunde.

Tabelle XXI.

Betriebs-Kosten für Einzylinder-Auspuff-Dampfmaschinen bei 3000 Betriebsstunden im Jahr (300 Tage zu 10 Stunden).

	Maschinen mit Schiebersteuerung Gesättigter Dampf mit 8 Atm. Überdruck						Maschinen mit Ventilsteuerung Dampf 250° C	
Normale Nutzleistung in PS_e	10	20	30	40	50	60	80	100
I. Anlagekosten.								
1. Preis der kompl. maschinellen Anlage einschl. Reserve nach Nr. 7 Tabelle XVI	10 237,0	16 537,5	20 125,0	24 412,5	27 125	29 312,5	38 675,0	47 250
2. Kosten des Grunderwerbs	—	—	—	—	—	—	—	—
3. Kosten des baulichen Teils mit Reserve nach 14 Tabelle XVI	4 700	6 500	10 800	12 300	13 400	14 400	15 500	16 500
4. Gesamtkosten ad 1—3	14 937,0	23 037,5	30 925,0	36 712,5	40 525,0	43 712,5	54 175,0	63 750
II. Betriebskosten.								
A. Indirekte Betriebskosten.								
5. Verzinsung 4½% und Tilgung 1,8%, zusammen 6,3% der Gesamtkosten zu 4	941,0	1 451,3	1 948,2	2 312,8	2 553,0	2 753,8	3 413,0	4 016,2
6. Erneuerung für den maschinellen Teil 5% von 1	511,8	826,8	1 006,2	1 220,6	1 356,2	1 465,6	1 933,7	2 362,5
für den baulichen Teil 0%	—	—	—	—	—	—	—	—
B. Direkte Betriebskosten.								
7. Unterhaltung einschl. Feuerversicherung								
a) für den maschinellen Teil 1,5% von 1	153,5	248,0	301,8	366,1	406,8	439,6	580,1	708,7
b) für den baulichen Teil 0,75% von 3	35,2	48,7	81,0	92,2	100,5	108,0	116,2	123,7
8. Bedienung einschl. aller Versicherungen	1 300	1 300	1 500	1 800	2 100	2 100	2 100	2 500
9. Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial	162 (0,54)	252 (0,42)	354 (0,39)	432 (0,36)	525 (0,35)	573 (0,32)	720 (0,30)	792 (0,26)
10. Brennstoffverbrauch in kg pro PS_e-Stunde	3,3	3,10	2,90	2,70	2,50	2,40	2,10	1,98
11. Brennstoffverbrauch pro Jahr in 100 kg	990	1 860	2 610	3 240	3 750	4 320	5 040	5 940
12. Kosten des Brennstoffs pro Jahr bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	990	1 860	2 610	3 240	3 750	4 320	5 040	5 940
1,50 „	1 485	2 790	3 915	4 860	5 625	6 480	7 560	8 910
2,00 „	1 980	3 720	5 220	6 480	7 500	8 640	10 080	11 880
2,50 „	2 475	4 650	6 525	8 100	9 375	10 800	12 600	14 850
13. Kosten der effektiven Pferdekraftstunde in Pfennig bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	13,6	9,9	8,6	7,8	7,1	6,5	5,7	5,4
1,50 „	15,2	11,5	10,1	9,2	8,4	7,7	6,8	6,4
2,00 „	16,9	13,0	11,5	10,5	9,6	8,9	7,8	7,4
2,50 „	18,5	14,6	13,0	11,9	10,9	10,1	8,9	8,4
14. Von den Kosten ad 13 entfallen auf die indirekten Betriebskosten in % bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	35 %	35 %	38 %	37 %	37 %	35 %	39 %	39 %
1,50 „	32 %	30 %	33 %	32 %	31 %	30 %	32 %	33 %
2,00 „	28 %	27 %	29 %	28 %	27 %	26 %	28 %	28 %
2,50 „	26 %	24 %	25 %	24 %	24 %	23 %	25 %	25 %

Die zu Nr. 9 in Klammern aufgeführten Zahlen bedeuten abgerundet die Kosten für Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial pro PS_e-Stunde.

Tabelle XXII.

Betriebs-Kosten für Einzylinder-Auspuff Dampfmaschinen bei 7200 Betriebsstunden im Jahr (300 Tage zu 24 Stunden).

	Maschinen mit Schiebersteuerung Gesättigter Dampf mit 8 Atm. Überdruck						Maschinen mit Ventilsteuerung Dampf 250° C	
Normale Nutzleistung in PS_e	10	20	30	40	50	60	80	100
I. Anlagekosten.								
1. Preis der kompl. maschinellen Anlage einschl. Reserve nach Nr. 7 Tabelle XVI	10 237,0	16 537,5	20 125,0	24 412,5	27 125,0	29 312,5	38 675,0	47 250
2. Kosten des Grunderwerbs	—	—	—	—	—	—	—	—
3. Kosten des baulichen Teils mit Reserve nach 14 Tabelle XVI	4 700	6 500	10 800	12 300	13 400	14 400	15 500	16 500
4. Gesamtkosten ad 1—3	14 937,0	23 037,5	30 925,0	36 712,5	40 525,0	43 712,5	54 175,0	63 750
II. Betriebskosten.								
A. Indirekte Betriebskosten.								
5. Verzinsung 4½% und Tilgung 1,8%, zusammen 6,3% der Gesamtkosten zu 4	941,0	1 451,3	1 948,2	2 312,8	2 553,0	2 753,8	3 413,0	4 016,2
6. Erneuerung für den maschinellen Teil 6,7%	685,8	1 108,0	1 348,3	1 635,6	1 817,8	1 963,9	2 591,2	3 065,7
für den baulichen Teil 0%	—	—	—	—	—	—	—	—
B. Direkte Betriebskosten.								
7. Unterhaltung einschl. Feuerversicherung								
a) für den maschinellen Teil 2,5% zu 1	255,9	413,4	503,1	610,3	678,1	732,8	966,8	1 181,2
b) für den baulichen Teil 1,0% zu 3	47	65	108	123	134	144	155	165
8. Bedienung einschl. aller Versicherungen	2 900	2 900	3 600	4 000	5 000	5 000	5 000	5 500
9. Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial	390 (0,54)	605 (0,42)	778 (0,36)	937 (0,32)	1 134 (0,32)	1 400 (0,31)	1 628 (0,28)	1 890 (0,26)
10. Brennstoffverbrauch in kg pro PS_e-Stunde	3,15	2,87	2,58	2,28	2,00	1,95	1,90	1,85
11. Brennstoffverbrauch pro Jahr in 100 kg	2 268	4 132,8	5 572,8	6 566,4	7 200	8 424	10 944	13 320
12. Kosten des Brennstoffs pro Jahr bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	2 268	4 132,8	5 572,8	6 566,4	7 200	8 424	10 944	13 320
1,50 „	3 402	6 199,2	8 359,2	9 849,6	10 800	12 636	16 416	19 980
2,00 „	4 536	8 265,6	11 145,6	13 132,8	14 400	16 848	21 888	26 640
2,50 „	5 670	10 332,0	13 932,0	16 416,0	18 000	21 060	27 360	33 300
13. Kosten der effektiven Pferdekraftstunde in Pfennig bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	10,3	7,4	6,4	5.6	5,1	4,7	4,2	4,0
1,50 „	11,9	8,8	7,7	6,7	6,1	5,7	5,2	4,9
2,00 „	13,5	10,2	8.9	7.8	7,1	6,6	6,1	5,8
2,50 „	15,1	11,7	10,7	9,0	8,1	7,6	7,2	6,8
14. Von den Kosten ad 13 entfallen auf die indirekten Betriebskosten in % bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	21 %	22 %	23 %	24 %	23 %	23 %	24 %	24 %
1,50 „	18 %	19 %	19 %	20 %	19 %	19 %	20 %	20 %
2,00 „	16 %	16 %	17 %	17 %	17 %	16 %	17 %	17 %
2,50 „	14 %	14 %	14 %	15 %	14 %	14 %	14 %	14 %

Die zu Nr. 9 in Klammern aufgeführten Zahlen bedeuten abgerundet die Kosten für Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial pro PS_e-Stunde.

Tabelle

Betriebskosten für Kondensations-Dampfmaschinen ohne

	Compound-Konden-			
	8 Atm. Überdruck. 250° C			
Normale Nutzleistung in PS_e	50	100	200	400
1	2	3	4	5
Anlagekosten.				
1. Preis der kompletten maschinellen Anlage einschliessl. Reserve nach Nr. 7 Tabelle XVII	31 150	52 675	90 125	162 750
2. Kosten des Grunderwerbs	5 000	6 000	8 500	11 200
3. Kosten des baulichen Teils mit Reserve (Nr. 11 u. 12 Tabelle XVII)	18 500	19 800	28 000	38 600
4. Gesamtkosten ad 1—3	49 650	78 475	126 625	212 550
Indirekte Betriebskosten.				
5. Verzinsung 4,5 % Tilgung 1,8 %, zusammen 6,3 % der Gesamtkosten von 4	3 127,9	4 943,9	7 977,3	13 390,6
6. Erneuerung für den maschinellen Teil 3,4 % von 1 für den baulichen Teil 0 %	1 069,1 —	1 790,9 —	3 064,2 —	5 533,5 —
Direkte Betriebskosten.				
7. Unterhaltung einschliessl. Feuerversicherung a) für den maschinellen Teil 1 % von 1 b) für den baulichen Teil 0,5 % von 3	 311,50 67,5	 526,75 99,0	 901,25 140,0	 1 627,50 193,0
8. Bedienung einschliessl. aller Versicherungen	1 200	1 500	1 800	2 225
9. Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial	200	300	500	700
10. Brennstoffverbrauch in kg pro PS_e-Stunde	2,04	1,75	1,43	1,30
11. Brennstoffverbrauch pro Jahr in 100 kg	1 020	1 750	2 860	5 200
12. Kosten des Brennstoffverbrauchs pro Jahr bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von { 1,00 Mk. 1,50 „ 2,00 „ 2,50 „	1 020 1 530 2 040 2 550	1 750 2 625 3 500 4 375	2 860 4 290 5 720 7 150	5 200 7 800 10 400 13 000
13. Kosten der effektiven Pferdekraftstunde in Pfennig bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von { 1,00 Mk. 1,50 „ 2,00 „ 2,50 „	13,9 15,0 16,0 17,0	10,9 11,7 12,6 13,5	8,6 9,3 10,0 10,7	7,2 7,8 8,5 9,1
14. Von den Kosten ad 13 entfallen rd. auf die indirekten Betriebskosten in % bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von { 1,00 Mk. 1,50 „ 2,00 „ 2,50 „	60 % 55 % 52 % 49 %	61 % 57 % 53 % 49 %	64 % 59 % 55 % 51 %	67 % 60 % 55 % 51 %
	ohne Transformatoren			
15. Kosten der elektrischen Einrichtung des Krafthauses	11 000	19 000	31 360	59 040
16. Kosten für Verzinsung 4,5 %, Tilgung 1,8 %, Erneuerung 2,8 % und Unterhaltung 1 %, zusammen 10,1 %	1 111	1 919	3 167,3	5 963,0
17. Bedienung (1/4 von 8 als Zuschlag)	400	500	600	741,6
18. Schmier- und Putzmaterial	75,0	130	200	320
19. Im Jahre an das Schaltbrett abgegebene a) Pferdekraftstunden b) Kilowattstunden bei einem Nutzeffekt zwischen Dampfmaschinenwelle und Schaltbrett von 90% für Spalten 2—10, 88% für Spalten 11—14	 45 000 33 120	 90 000 66 240	 180 000 132 480	 360 000 264 960
20. Kosten der an das Schaltbrett abgegebenen PS_e-Stunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von { 1,00 Mk. 1,50 „ 2,00 „ 2,50 „	18,62 20,20 21,33 22,46	14,95 15,92 16,89 17,86	11,78 12,58 13,37 14,17	9,97 10,70 11,42 12,13
21. Kosten der Kilowattstunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von { 1,00 Mk. 1,50 „ 2,00 „ 2,50 „	25,90 27,42 28,99 30,53	20,32 21,64 22,96 24,28	16,01 17,09 18,17 19,25	13,55 14,53 15,51 16,49

XXIII.

Rückkühlung bei 1000 Betriebsstunden im Jahre.

…sations-Maschinen			Dreifach-Expansions-Maschinen					
11 At. Übdr. Überhitzt auf 320°C			11 Atm. Überdruck. Überhitzt auf 320° C					
600	800	1 000	600	800	1 000	2 000	3 000	4 000
6	7	8	9	10	11	12	13	14
239 750	295 750	343 000	225 750	285 250	315 000	472500	670250	833000
12 800	14 400	16 000	12 800	14 400	16 000	24000	28000	32000
45 900	52 200	59 000	45 900	52 200	59 000	87000	102000	116000
298 450	362 350	418 000	284 450	351 850	390 000	583500	800250	981000
18 802,3	22 828,0	26 334,0	17 920,3	22 166,5	24 570,0	36 760,5	50415,7	61803,0
8 151,5	10 055,5	11 662,0	7 675,5	9 698,5	10 710,0	16065,0	22788,5	28322,0
—	—	—	—	—	—	—	—	—
2 397,50	2 957,50	3 430,00	2 257,50	2 852,50	3 150,00	4725,00	6702,50	8330,00
229,5	261,0	295,0	229,5	261,0	295,0	435,0	510,0	580,0
2 650	2 875	3 500	2 650	2 875	3 500	5000	6500	8000
1 000	1 500	2 000	900	1 300	1 750	2500	3300	3800
1,23	1,16	1,06	0,97	0,93	0,89	0,84	0,80	0,76
7 380	9 280	10 600	5 820	7 440	8 900	16800	24000	30400
7 380	9 280	10 600	5 820	7 440	8 900	16800	24000	30400
11 070	13 920	15 900	8 730	11 160	13 350	25200	36000	45600
14 760	18 560	21 200	11 640	14 880	17 800	33600	48000	60800
18 450	23 200	26 500	14 550	18 600	22 250	42000	60000	76000
6,7	6,2	5,7	6,2	5,9	5,2	4,1	3,8	3,5
7,3	6,7	6,3	6,7	6,2	5,7	4,5	4 2	3,9
7,9	7,3	6,8	7,2	6,7	6,1	4,9	4,6	4,2
8,6	7,9	7,3	7,6	7,2	6,6	5,3	5,0	4,6
66 %	66 %	66 %	68 %	67 %	67 %	64 %	64 %	64 %
61 %	61 %	60 %	63 %	64 %	61 %	58 %	58 %	57 %
56 %	56 %	55 %	59 %	59 %	57 %	53 %	53 %	53 %
52 %	52 %	51 %	56 %	55 %	53 %	49 %	48 %	48 %
ohne Transformatoren					mit Transformatoren			
85 680	108 800	120 000	85 680	108 800	133 500	227000	280000	334000
8 653,6	10 988,8	12 120	8 653,6	10 988,8	13 483,5	22927	28280	33734
833,3	958,3	1 166,6	833,3	958,3	1 166,6	1666,6	2166,6	2666,6
360	360	400	360	360	400	600	810	1000
540 000	720 000	900 000	540 000	720 000	880 000	1760000	2640000	3520000
397 440	529 920	662 400	397 440	529 920	647 680	1295360	1943040	2590720
9,35	8,62	7,94	8,77	7,20	7,71	6,07	5,51	5,07
10,04	9,25	8,53	9,31	7,98	8,22	6,55	5,96	5,50
10,72	9,90	9,12	9,85	9,21	8,73	7,03	6,42	5,93
11,40	10,59	9,71	10,37	9,73	9,23	7,50	6,87	6,36
12,70	11,71	11,39	11,91	11,11	10,49	8,26	7,49	6,89
13,68	12,59	11,59	12,64	11,82	11,17	9,14	8,05	7,47
14,56	13,49	12,39	13,44	12,52	11,81	9,81	8,72	8,06
15,49	14,34	13,19	14,10	13,22	12,55	10,20	9,35	8,65

Tabelle

Betriebskosten für Kondensations-Dampfmaschinen ohne Rück-

	Compound-Konden-			
	8 Atm. Überdruck. 250° C.			
Normale Nutzleistung in PS_e	50	100	200	400
1	2	3	4	5
Anlagekosten.				
1. Preis der kompletten maschinellen Anlage einschliessl. Reserve nach Nr. 7 Tabelle XVII	31 150	52 675	90 125	162 750
2. Kosten des Grunderwerbs	5 000	6 000	8 500	11 200
3. Kosten des baulichen Teils mit Reserve (Nr. 11 und 12 Tabelle XVII)	13 500	19 800	28 000	38 600
4. Gesamtkosten ad 1—3	49 650	78 475	126 625	212 550
Indirekte Betriebskosten.				
5. Verzinsung 4,5 %, Tilgung 1,8 %, zusammen 6,3 % der Gesamtkosten von 4	3 127,9	4 943,9	7 977,3	13 390,6
6. Erneuerung für den maschinellen Teil 3,9 % von 1	1 214,8	2 054,3	3 514,8	6 367,2
für den baulichen Teil 0 %	—	—	—	—
Direkte Betriebskosten.				
7. Unterhaltung einschliessl. Feuerversicherung				
a) für den maschinellen Teil 1,1 % von 1	342,6	579,4	991,3	1 790,2
b) für den baulichen Teil 0,5 % von 3	67,5	99,0	140,0	193,0
8. Bedienung einschliessl. aller Versicherungen	1 500	2 000	2 300	3 000
9. Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial	260	390	650	910
10. Brennstoffverbrauch in kg pro PS_e-Stunde	2,00	1,72	1,40	1,28
11. Brennstoffverbrauch pro Jahr in 100 kg	1 500	2 580	4 200	7 680
12. Kosten des Brennstoffverbrauchs pro Jahr bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	1 500	2 580	4 200	7 680
1,50 „	2 250	3 870	6 300	11 520
2,00 „	3 000	5 160	8 400	15 360
2,50 „	3 750	6 450	10 500	19 200
13. Kosten der effektiven Pferdekraftstunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	10,6	8,4	6,5	5,5
1,50 „	11,6	9,2	7,2	6,2
2,00 „	12,6	10,1	7,9	6,8
2,50 „	13,6	11,0	8,6	7,4
14. Von den Kosten ad 13 entfallen rd. auf die indirekten Betriebskosten in % bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	54 %	55 %	58 %	59 %
1,50 „	49 %	50 %	53 %	53 %
2,00 „	45 %	45 %	48 %	48 %
2,50 „	42 %	42 %	44 %	44 %
	ohne Transformatoren			
15. Kosten der elektrischen Einrichtung des Krafthauses	11 000	19 000	31 360	59 040
16. Kosten für Verzinsung 4,5 %, Tilgung 1,8 %, Erneuerung 3,2 % und Unterhaltung 1,1 %, zusammen 10,6 % von 15	1 166	2 014	3 324,1	5 258,2
17. Bedienung zu 15 (1/3 von 8 als Zuschlag)	500	666,6	766,6	1 000
18. Schmier- und Putzmaterial zu 15	112,5	195	300	480
19. Im Jahre an das Schaltbrett abgegebene				
a) Pferdekraftstunden	67 500	135 000	270 000	540 000
b) Kilowattstunden	49 680	99 360	198 720	397 440
bei einem Nutzeffekt zwischen Dampfmaschinenwelle und Schaltbrett von 90 % für die Spalten 2—10, 88 % für die Spalten 11—14.				
20. Kosten der an das Schaltbrett abgegebenen PS_e-Stunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	14,50	11,40	8,95	7,60
1,50 „	15,62	12,45	9,72	8,31
2,00 „	16,73	13,40	10,50	9,02
2,50 „	17,84	14,36	11,28	9,73
21. Kosten der Kilowattstunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	19,70	15,63	12,16	10,33
1,50 „	21,22	16,92	13,21	11,30
2,00 „	22,73	18,22	14,27	12,26
2,50 „	24,24	19,53	15,33	13,23

XXIV.

kühlung bei 1 500 Betriebsstunden im Jahre (300 Tage zu 5 Stunden).

sations-Maschinen			Dreifach-Expansions-Maschinen					
11 At. Übdr. Überhitzt auf 320° C			11 Atm. Überdruck. Überhitzt auf 320° C					
600	800	1 000	600	800	1 000	2 000	3 000	4 000
6	7	8	9	10	11	12	13	14
239 750	295 750	343 000	225 750	285 250	315 000	472 500	670 250	833 000
12 800	14 400	16 000	12 800	14 400	16 000	24 000	28 000	32 000
45 900	52 200	59 000	45 900	52 200	59 000	87 000	102 000	116 000
298 450	362 350	418 000	284 450	351 850	390 000	583 500	800 250	981 000
18 802,3	22 828,0	26 334,0	17 920,3	22 166,5	24 570,0	36 760,5	50 415,7	61 803,0
9 350,2	11 584,2	13 377,0	8 804,2	11 124,7	12 285,0	18 427,5	26 139,7	32 487,0
—	—	—	—	—	—	—	—	—
2 637,2	3 253,2	3 773,0	2 483,2	3 137,7	3 465,0	5 197,5	7 372,7	9 163,0
229,5	261,0	295,0	229,5	261,0	295,0	435,0	510,0	580,0
3 600	4 500	5 000	3 600	4 500	5 000	7 200	8 600	11 000
1 300	1 950	2 600	1 170	1 690	2 275	3 640	4 320	4 940
1,20	1,14	1,04	0,95	0,91	0,87	0,82	0,78	0,74
10 800	13 680	15 600	8 550	10 920	13 050	24 600	35 100	44 400
10 800	13 680	15 600	8 550	10 920	13 050	24 600	35 100	44 400
16 200	20 520	23 400	12 825	16 380	19 575	36 900	52 650	66 600
21 600	27 360	31 200	17 100	21 840	26 100	49 200	70 200	88 800
27 000	34 200	39 000	21 375	27 200	32 625	61 500	87 750	111 000
5,1	4,8	4,4	4,7	4,4	4,0	3,2	2,9	2,7
5,7	5,4	4,9	5,2	4,9	4,4	3,6	3,3	3,1
6,3	5,9	5,5	5,7	5,3	4,9	4,0	3,7	3,4
6,9	6,5	6,0	6,1	5,8	5,3	4,4	4,1	3,8
61 %	59 %	60 %	62 %	62 %	61 %	57 %	58 %	58 %
54 %	52 %	53 %	56 %	56 %	55 %	50 %	51 %	50 %
49 %	48 %	48 %	51 %	52 %	50 %	45 %	45 %	46 %
45 %	44 %	44 %	48 %	47 %	46 %	42 %	41 %	41 %
ohne Transformatoren					mit Transformatoren			
85 680	108 800	120 000	85 680	108 800	133 500	227 000	280 000	324 000
9 082	11 532,8	12 720	9 082	11 532,8	14 151	24 062	29 680	34 344
1 200	1 500	1 666,6	1 200	1 500	1 666,6	2 400	2 866,6	3 666,6
540	540	600	540	540	600	900	1 215	1 500
810 000	1 080 000	1 350 000	810 000	1 080 000	1 320 000	2 640 000	3 960 000	5 280 000
596 160	794 880	993 600	596 160	794 800	971 520	1 948 040	2 914 560	3 886 480
7,18	6,62	6,07	6,61	6,23	5,85	4,68	4,19	3,86
7,77	7,26	6,65	7,14	6,74	6,35	5,14	4,64	4,28
8,52	7,89	7,22	7,67	7,24	6,84	5,61	5,08	4,70
9,10	8,52	7,80	8,20	7,74	7,34	6,08	5,52	5,12
9,65	9,01	8,25	8,98	8,48	7,96	6,36	5,70	5,24
10,55	9,87	9,03	9,70	9,16	8,64	6,99	6,30	5,81
11,46	10,78	9,82	10,42	9,85	9,31	7,63	6,90	6,38
12,36	11,46	10,60	11,14	10,52	9,98	8,26	7,16	6,95

Tabelle

Betriebskosten für Kondensations-Dampfmaschinen ohne Rück-

Normale Nutzleistung in PS_e		Compound-Konden- 8 Atm. Überdruck. 250° C: 50	100	200	400
1		2	3	4	5
Anlagekosten.					
1. Preis der kompletten maschinellen Anlage einschliessl. Reserve nach Nr. 7 Tabelle XVII		31 150	52 675	90 125	162 750
2. Kosten des Grunderwerbs		5 000	6 000	8 500	11 200
3. Kosten des baulichen Teils mit Reserve Nr. 11 und 12 Tabelle XVII		13 500	19 800	28 000	38 600
4. Gesamtkosten ad 1—3		49 650	78 475	126 625	212 550
Indirekte Betriebskosten.					
5. Verzinsung 4,5 %, Tilgung 1,8 %, zusammen 6,3 % der Gesamtkosten von 4		3 127,9	4 943,9	7 977,3	13 390,6
6. Erneuerung für den maschinellen Teil 5 % von 1		1 557,50	2 633,75	4 506,25	8 137,50
für den baulichen Teil 0 % von 3		—	—	—	—
Direkte Betriebskosten.					
7. Unterhaltung einschliessl. Feuerversicherung a) für den maschinellen Teil 1,5 % von 1		467,2	790,1	1 351,8	2 441,2
b) für den baulichen Teil 0,75 % von 3		101,2	148,5	210,0	289,5
8. Bedienung einschliessl. aller Versicherungen		2 100	2 500	3 200	4 500
9. Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial		520	900	1 250	1 920
10. Brennstoffverbrauch in kg pro PS_e-Stunde		1,95	1,7	1,37	1,25
11. Brennstoffverbrauch pro Jahr in 100 kg		2 925	5 100	8 220	15 000
12. Kosten des Brennstoffverbrauchs pro Jahr bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von	1,00 Mk.	2 925	5 100	8 220	15 000
	1,50 „	4 387,50	7 650	12 330	22 500
	2,00 „	5 850	10 200	16 440	30 000
	2,50 „	7 312,50	12 750	20 550	37 000
13. Kosten der effektiven Pferdekraftstunde in Pfennig bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von	1,00 Mk.	7,1	5,6	4,4	3,8
	1,50 „	8,1	6,5	5,1	4,4
	2,00 „	9,1	7,3	5,8	5,0
	2,50 „	10,1	8,2	6,5	5,6
14. Von den Kosten ad 13 entfallen rd. auf die indirekten Betriebskosten in % bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von	1,00 Mk.	43 %	45 %	47 %	47 %
	1,50 „	38 %	38 %	40 %	40 %
	2,00 „	34 %	34 %	35 %	35 %
	2,50 „	30 %	30 %	32 %	31 %
		ohne Transformatoren			
15. Kosten der elektrischen Einrichtung des Krafthauses		11 000	19 000	31 360	59 040
16. Kosten der Verzinsung 4,5 %, Tilgung 1,8 %, Erneuerung 3,4 % und Unterhaltung 1,5 %, zusammen 11,2 % von 15		1 232	2 128	3 512,3	6 612,4
17. Bedienung zu 15 ($^1/_3$ von 8 als Zuschlag)		700,0	833,3	1 066,6	1 500,0
18. Schmier- und Putzmaterial zu 15.		225	390	600	960
19. Im Jahre an das Schaltbrett abgegebene a) Pferdekraftstunden		135 000	270 000	540 000	1 080 000
b) Kilowattstunden bei einem Nutzeffekt zwischen Dampfmaschinenwelle und Schaltbrett von 90 % für die Spalten 2—10, 88 % für die Spalten 11—14.		99 360	198 720	397 440	794 880
20. Kosten der an das Schaltbrett abgegebenen PS_e-Stunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von	1,00 Mk.	9,59	7,54	5,90	5,06
	1,50 „	10,68	8,49	6,67	5,76
	2,00 „	11,76	9,43	7,43	6,45
	2,50 „	12,84	10,37	8,19	7,10
21. Kosten der Kilowattstunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise von pro 100 kg	1,00 Mk.	13,02	10,25	8,02	6,88
	1,50 „	14,50	11,08	9,05	7,83
	2,00 „	15,98	12,81	10,08	8,77
	2,50 „	17,45	14,10	11,12	9,65

XXV.

kühlung bei 3000 Betriebsstunden im Jahr (300 Tage zu 10 Stunden).

sations-Maschinen			Dreifach-Expansions-Maschinen					
11 At. Übdr. Überhitzt auf 320° C			11 Atm. Überdruck. Überhitzt auf 320° C					
600	800	1 000	600	800	1 000	2 000	3 000	4 000
6	7	8	9	10	11	12	13	14
239 750	295 750	343 000	225 750	285 250	315 000	472 500	670 250	833 000
12 800	14 400	16 000	12 800	14 400	16 000	24 000	28 000	32 000
45 900	52 200	59 000	45 900	52 200	59 000	87 000	102 000	116 000
298 450	362 350	418 000	284 450	351 850	390 000	583 500	800 250	981 000
18 802,3	22 828,0	26 334,0	17 920,3	22 166,5	24 570,0	36 760,5	50 415,7	61 803,0
11 987,50	14 787,50	17 150,00	11 287,50	14 262,50	15 750,00	23 625,00	33 512,50	41 650,00
—	—	—	—	—	—	—	—	—
3 596,2	4 436,2	5 145,0	3 386,2	4 278,7	4 725,0	7 087,5	10 053,7	12 495,0
344,2	391,5	442,5	344,2	391,5	442,5	652,5	765,0	870,0
5 800	7 200	8 500	5 500	7 000	8 500	10 600	12 600	14 700
2 600	3 300	4 000	2 340	3 500	3 500	6 000	8 600	9 800
1,20	1,15	1,05	0,95	0,90	0,86	0,80	0,75	0,70
21 600	27 600	31 500	17 100	21 600	25 800	48 000	67 500	84 000
21 600	27 600	31 500	17 100	21 600	25 800	48 000	67 500	84 000
32 400	41 400	47 250	25 650	32 400	38 700	72 000	101 250	126 000
43 200	55 200	63 000	34 200	43 200	51 600	96 000	135 000	168 000
54 000	69 000	78 750	42 750	54 000	64 500	120 000	168 750	210 000
3,5	3,3	3,1	3,2	3,0	2,7	2,2	2,0	1,8
4,1	3,9	3,6	3,6	3,4	3,2	2,6	2,4	2,2
4,7	4,5	4,1	4,1	3,9	3,6	3,0	2,7	2,5
5,3	5,0	4,3	4,6	4,3	4,0	3,4	3,1	2,9
48 %	47 %	46 %	50 %	50 %	49 %	48 %	46 %	47 %
41 %	40 %	39 %	45 %	44 %	41 %	40 %	38 %	39 %
36 %	34 %	34 %	39 %	38 %	37 %	35 %	34 %	34 %
32 %	31 %	33 %	35 %	35 %	33 %	31 %	30 %	29 %
ohne Transformatoren					mit Transformatoren			
85 680	108 800	120 000	85 680	108 800	133 500	227 000	280 000	334 000
9 596,1	12 185,6	13 440	9 596,1	12 185,6	14 952	25 424	31 360	37 408
1 933,3	2 400,0	2 833,3	1 833,3	2 333,3	2 833,3	3 533,3	4 200,0	4 900,0
1 080	1 080	1 200	1 080	1 080	1 200	1 800	2 430	3 000
1 620 000	2 160 000	2 700 000	1 620 000	2 160 000	2 640 000	5 280 000	5 920 000	10 560 000
1 192 320	1 595 760	1 987 200	1 192 320	1 595 760	1 943 040	3 886 080	7 829 120	7 772 160
4,77	4,45	4,05	4,34	4,11	3,87	3,09	2,65	2,56
5,44	5,09	4,67	4,87	4.60	4,36	3.54	3,21	2,96
6,07	5,73	5,26	5,40	5,11	4,85	4,00	3,64	3,35
6,77	6,37	5,84	5,93	5,61	5,34	4,45	4,07	3,75
6,49	6,03	5,55	5,90	5,57	5,27	4,21	3,79	3,48
7,39	6,90	6,35	6,62	6,25	5,93	4,82	4,37	4 14
8,30	7,76	7,14	7,34	6,92	6,60	5.44	4,95	4,69
9,20	8,63	7,93	8,05	7,60	7,26	6,06	5,53	5,08

Tabelle

Betriebskosten für Kondensations-Dampfmaschinen ohne Rück-

	Compound Konden-			
	8 Atm. Überdruck. 250° C			
Normale Nutzleistung in PS_e	50	100	200	400
1	2	3	4	5
Anlagekosten.				
1. Preis der kompletten maschinellen Anlage einschliessl. Reserve nach Nr. 7 Tabelle XVII	31 150	52 675	90125	162750
2. Kosten des Grunderwerbs	5 000	6 000	8500	11200
3. Kosten des baulichen Teils mit Reserve	13 500	19 800	28000	38600
4. Gesamtkosten ad 1—3	49 650	78 475	126625	212550
Indirekte Betriebskosten.				
5. Verzinsung 4,5%, Tilgung 1,8%, zusammen 6,3% der Gesamtkosten von 4	3 127,9	4 943,9	7977,3	13390,6
3. Erneuerung für den maschinellen Teil 6,7% von 1	2 087.0	3 529,2	6038,3	10904,2
für den baulichen Teil 0%	—	—	—	—
Direkte Betriebskosten.				
7. Unterhaltung einschliessl. Feuerversicherung a) für den maschinellen Teil 2,5% von 1	778,7	1 316,8	2253,1	4068,7
b) für den baulichen Teil 1% von 3	135,0	198,0	280,0	386,0
8. Bedienung einschliessl. aller Versicherungen	5 000	5 500	6500	9000
9. Schmier-, Putz- und Dichtungsmaterial	1 200	2 000	2700	4300
10. Brennstoffverbrauch in kg pro PS_e-Stunde	1,8	1,6	1,30	1,20
11. Brennstoffverbrauch pro Jahr in 100 kg	6 480	11 520	18720	34560
12. Kosten des Brennstoffverbrauchs pro Jahr bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	6 480	11 520	18720	34560
1,50 "	9 720	17 280	28080	51840
2,00 "	12 960	23 040	37440	69120
2,50 "	16 200	28 800	46800	86400
13. Kosten der effektiven Pferdekraftstunde in Pfennig bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	5,2	4,0	3,0	2,6
1,50 "	6,1	4,8	3,7	3,2
2,00 "	7,0	5,6	4,3	3,8
2,50 "	7,9	6,4	5,3	4,4
14. Von den Kosten ad 13 entfallen rd. auf die indirekten Betriebskosten in % bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	27%	29%	32%	32%
1,50 "	24%	24%	26%	26%
2,00 "	20%	20%	22%	22%
2,50 "	18%	18%	19%	19%
	ohne Transformatoren			
15. Kosten der elektrischen Einrichtung des Krafthauses mit Reserve	11 000	19 000	31360	59040
16. Kosten für Verzinsung 4,5%, Tilgung 1,8%, Erneuerung 5% und Unterhaltung 2,5%, zusammen 13 8%	1 518	2 622	4327,6	8147,5
17. Bedienung (1/3 von 8 als Zuschlag)	1 666,6	1 833,3	2166,6	3000
18. Schmier- und Putzmaterial zu 15	540	936	1440	2304
19. Im Jahre an das Schaltbrett abgegebene a) Pferdekraftstunden	324 000	648 000	1296000	2592000
b) Kilowattstunden bei einem Nutzeffekt zwischen Dampfmaschinenwelle und Schaltbrett von 90% bei den Spalten 2—10, 88% bei den Spalten 11—14	238 464	476 928	983856	1907712
20. Kosten der an das Schaltbrett abgegeben PS_e-Stunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	6,95	5,30	4,05	3,47
1,50 "	7,95	6,19	4,77	4,13
2,00 "	8,95	7,08	5,49	4,80
2,50 "	9,95	7,97	6,20	5,47
21. Kosten der Kilowattstunde in Pfennigen bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von 1,00 Mk.	9,44	7,21	5,84	4,72
1,50 "	10,81	8,41	6,28	5,62
2,00 "	12,16	9,62	7,24	5,53
2,50 "	13,52	10,83	8,19	7,44

XXVI.

kühlung bei 7 200 Betriebsstunden im Jahr (300 Tage zu 24 Stunden).

sations-Maschinen			Dreifach-Expansions-Maschinen					
11 At. Übdr. Überhitzt auf 320° C			11 Atm. Überdruck. Überhitzt auf 320° C					
600	800	1 000	600	800	1 000	2 000	3 000	4 000
6	7	8	9	10	11	12	13	14
239 750	295 750	343 000	225 750	285 250	315 000	472 500	670 250	833 000
12 800	14 400	16 000	12 800	14 400	16 000	24 000	28 000	32 000
45 900	52 200	59 000	45 900	52 200	59 000	87 000	102 000	116 000
298 450	362 350	418 000	284 450	351 850	390 000	583 500	800 250	981 000
18 802,3	22 828,0	26 334,0	17 920,3	22 166,5	24 570,0	36 760,5	50 415,7	61 803,0
15 963,2	19 815,2	22 981,0	15 125,2	19 111,7	21 105,0	31 657,5	44 906,7	55 811,0
—	—	—	—	—	—	—	—	—
5 993,7 459,0	7 393,7 522,0	8 575,0 590,0	5 643,7 459,0	7 131,2 522,0	7 875,0 590,0	11 812,5 870,0	16 756,2 1 020,0	20 825,0 1 160,0
12 000	15 000	18 000	12 000	15 000	18 000	23 300	28 600	34 000
6 000	7 000	8 000	5 800	6 800	7 800	12 300	16 600	2 100
1,15	1,10	1,00	0,90	0,85	0,82	0,75	0,70	0,65
49 680	63 360	72 000	38 880	48 960	59 040	108 000	151 200	187 200
49 680 74 520 99 360 124 200	63 360 95 040 126 720 158 400	72 000 108 000 144 000 180 000	38 880 58 320 77 760 97 200	48 960 73 440 97 920 122 400	59 040 88 560 118 080 147 600	108 000 162 000 216 000 270 000	151 200 226 800 302 400 378 000	187 200 280 800 374 400 468 000
2,5 3,0 3,6 4,2	2,3 2,9 3,4 4,0	2,4 2,9 3,4 3,9	2,2 2,6 3,1 3,5	2,0 2,5 2,9 3,3	1,9 2,3 2,7 3,1	1,5 1,9 2,3 2,6	1,4 1,7 2,1 2,4	1,3 1,6 1,9 2,2
32 % 26 % 22 % 19 %	32 % 25 % 21 % 18 %	40 % 33 % 28 % 24 %	34 % 29 % 24 % 21 %	37 % 30 % 25 % 22 %	33 % 27 % 23 % 20 %	31 % 24 % 20 % 18 %	31 % 25 % 21 % 18 %	30 % 25 % 21 % 18 %
ohne Transformatoren					mit Transformatoren			
85 680	108 800	120 000	85 680	108 800	133 500	227 000	280 000	334 000
11 823,8	15 014,4	16 560	11 823,8	15 014,4	18 423	31 326	38 640	46 092
4 000	5 000	6 000	4 000	5 000	6 000	7 766,6	9 533,3	11 333,3
2 592	2 592	2 880	2 592	2 592	2 880	4 320	5 832	7 200
3 888 000 2 861 568	5 184 000 3 815 424	6 480 000 4 769 280	3 888 000 2 861 568	5 184 000 3 815 424	6 336 000 4 673 296	12 672 000 9 326 592	19 008 000 13 989 888	25 344 000 18 653 184
3,27 3,91 4,54 5,18	3,07 3,67 4,28 4,89	3,10 3,66 4,24 4,80	2,93 3,43 3,93 4,43	2,75 3,22 3,69 4,16	2,57 3,00 3,47 3,93	2,11 2,54 2,96 3,39	1,91 2,31 2,71 3,11	1,76 2,13 2,50 2,87
4,45 5,31 6,18 7,05	4,15 4,98 5,81 6,64	4,23 4,99 5,74 6,50	3,99 4,67 5,35 6,02	3,72 4,36 5,01 5,65	3,44 4,07 4,71 5,34	2,87 3,45 4,03 4,61	2,60 3,14 3,67 4,22	2,44 2,89 3,39 3,89

Wenn 1 kg Kohle a kg Dampf erzeugt, so beträgt der Bedarf an Kohle pro Jahr:

$$A_1 = \frac{D}{a} = \frac{D_s \,.\, s \,.\, t}{a} = \frac{N_e\, d_e\, (1 + \alpha)\, s \,.\, t}{a}.$$

Der Koeffizient α des Leitungsverlustes kann nach Eberle bis zu 100 PS_e zu 0,05 und darüber zu 0,03 angenommen werden. Über die Zahlenwerte der Verdampfungsziffer a in kg, d. h. über die Dampfmenge in kg, welche mit 1 kg Brennstoff erzeugt werden kann, gibt die Zahlentafel S. 289 bereits eine Übersicht. Diese Zahlenwerte hängen aber auch noch von der Grösse der Heizfläche ab. Unter Annahme einer Kesselkohle von 7000 W.E. und einer Temperatur des Kesselwassers von 50° C kann man für vergleichende Betriebskostenberechnungen durchschnittlich annehmen:

für Kessel bis zu	30 qm	Heizfläche	a = 7
„ „ von	30—60 „	„	a = 7,5
„ „ „	60—100 „	„	a = 8
„ „ über	100 „	„	a = 8,5.

Zu diesem Kohlenverbrauch A_1 kommt aber noch der Verbrauch an Kohle A_2 für das Frischanheizen der Kessel und für den Ersatz der Abkühlungsverluste während der Arbeitspausen. Wenn t die Zahl der Betriebstage bedeutet, so lässt sich die Anzahl der Tage t_a (zu 24 Stunden gerechnet), während welcher ein Kessel abkühlend steht ausdrücken durch:

$$t_a = (365 - t) + \frac{24 - s}{24}\, t.$$

Der Abkühlungsverlust eines Kessels ist eine Funktion seiner Heizfläche und der Zeit der Betriebsunterbrechung. Nach dem Flugblatte Nr. 1 von 1895 des Magdeburger Vereins für Dampfkesselbetrieb rechnet man für einen Tag von 24 Stunden Abkühlungszeit 2 kg Steinkohlen pro qm Heizfläche. Für das Frischanheizen sind drei Abkühlungstage einzuführen.

Bezeichnet man wiederum mit H die Heizfläche der Kessel und nimmt an, dass dieselben im Jahre n mal angeheizt werden müssen, so ergibt sich der Kohlenverbrauch zu:

$$A_2 = \{2\ t_a \,.\, H + 6\ n\ H\}\ \text{kg}.$$

$$A_2 = 2\ H \,.\, (t_a + 3_n)\ \text{kg}.$$

$$A_2 = 2\ H \left\{(365 - t) + \frac{24 - s}{24} \,.\, t + 3\ n\right\}\ \text{kg}.$$

Der Jahresverbrauch an Kohlen berechnet sich demnach zu $A = A_1 + A_2$.

Die in den Tabellen XIX bis XXVI zugrunde gelegten Werte für den Kohlenverbrauch pro PS_e-Stunde entsprechen nicht denjenigen Werten von D_s, welche sich bei Abnahmeversuchen erreichen, sondern denjenigen, welche sich mit guten Maschinen bei normalem Betriebe und bei guter Wartung dauernd erzielen lassen.

In den Tabellen XIX, XX, XXI und XXII sind lediglich die Betriebskosten der Dampfkraft PS_e-Stunde berechnet, weil es sich bei den kleineren Wasserkraft-Anlagen meistens nicht um Kraftverteilung, sondern um direkten Verbrauch der Kraft in einer bestimmten Anlage handelt, also der Vergleich meistens auch auf dieser Grundlage durchzuführen ist. Die Zahlen der Tabellen XIX bis XXII geben auch gute Anhaltspunkte für die Preise, zu welchen man die elektrische Energie pro PS_e- oder KW-Stunde oder pro PS_e und Jahr abgeben muss, um noch erfolgreich mit Dampf konkurrieren zu können.

In den Tabellen XXIII bis XXVI dagegen ist zugleich die Umwandlung in elektrische Energie angenommen. Die bezüglichen Anlage- und Betriebskosten sind nach den An-

gaben in den Abschnitten 1 und 2 dieses Paragraphen und nach dem Muster der Tabellen XI, XII und XIII in Ansatz gebracht. Da das Verhältnis der indirekten Betriebskosten zu den direkten für den Vergleich zwischen Wasserkraftanlagen und Dampfanlagen besonders charakteristisch ist, sind in den Tabellen XIX bis XXVI die indirekten Betriebskosten in % der Gesamtbetriebskosten noch besonders angegeben.

Da in den Tabellen XXIII bis XXVI, wie bereits erwähnt, Anlagen für Rückkühlung des Kondenswassers nicht vorgesehen sind, müssen, wenn solche im Einzelfalle notwendig werden, zur Berechnung der indirekten Betriebskosten die in Tabelle XVIII angegebenen Anlagekosten wegen der Tilgung und Verzinsung mit den für alle Anlagen gewählten Prozentsätzen und wegen der Erneuerung mit den Prozentsätzen für den maschinellen Teil in Ansatz gebracht werden. Zur Berechnung der direkten Betriebskosten für Rückkühlanlagen können wegen der Unterhaltung die Prozentsätze für den maschinellen Teil der Tabellen XXIII bis XXVI Anwendung finden. Die Zuschläge, welche wegen einer Rückkühlanlage für Schmier- und Putzmaterial sowie für Bedienung und Brennstoffverbrauch zu machen sind, würde man für unsere Zwecke im Durchschnitt genau genug berücksichtigen, wenn man zu den Kosten 8, 9 und 12 der Tabellen XXIII bis XXVI je 4 bis 5 % zuschlägt.

Es ist in den Tabellen XIX bis XXVI während des Betriebes immer volle Belastung angenommen, ein Fall der in Wirklichkeit meistens wohl nicht zutrifft.

Findet dauernd oder zeitweise nicht volle Belastung statt, so wird die Jahresleistung bei derselben Betriebsdauer kleiner. Die indirekten Betriebskosten vermindern sich aber hierdurch nicht erheblich, da man wesentlich geringere Prozentsätze für Tilgung und Erneuerung kaum ansetzen darf. Die direkten Betriebskosten vermindern sich im wesentlichen nur in bezug auf den Brennstoffverbrauch, welcher natürlich kleiner ausfällt, aber auch nicht im direkten Verhältnisse zur verringerten Jahresleistung, da die Nutzeffekte der Maschinen bei geringerer Belastung schlechter werden. Kennt man die Verminderung des Nutzeffektes der Dampfmaschine bei kleineren Belastungen, — und die Maschinenfabriken werden auf Anfrage hierüber stets genaue Auskunft erteilen, — so kann man daraus den Verbrauch an Brennmaterial und damit auch die Kosten der effektiven PS-Stunde bei schwächerer als voller Belastung berechnen.

II. Die Abwärme-Kraftmaschinen.

Bei den Heissdampfmaschinen wird immer noch ein grosser Teil der im Frischdampf enthaltenen Wärme in die Atmosphäre oder in den Kondensator abgeführt ohne für die Arbeitserzeugung nutzbar gemacht zu werden. Der Gedanke, den Abdampf zur weiteren Arbeitsgewinnung zu verwenden, hat die Technik schon lange beschäftigt, aber erst neuerdings ist es gelungen, Abwärme-Kraftmaschinen oder sogenannte Kalt-Dampfmaschinen zu bauen, welche eine erfolgreiche, praktische Verwertung des Gedankens zu ermöglichen scheinen. Die erste grössere Abwärme-Kraftmaschine mit einer Leistung von 60 bis 70 PS_e wurde im September 1900 in der technischen Hochschule zu Berlin dem Betriebe übergeben und inzwischen sollen weitere Maschinen zur Aufstellung gekommen sein. Längere Erfahrungen liegen mit diesen Maschinen noch nicht vor. und es genügt deshalb, hier auf sie hinzuweisen[23]).

[23]) Friedr. Barth teilt in seinem Buche „Die zweckmässigste Betriebskraft", Heft I, S. 111 folgendes mit:

Das Prinzip der Abwärme-Kraftmaschine ist kurz folgendes: Der Abdampf der Dampfmaschine wird dazu benützt, niedrigsiedende Flüssigkeiten, wie Ammoniak, schweflige Säure usw., zu erwärmen

III. Die Gasmotoren.

Aus dieser Klasse von Antriebsmaschinen sind besonders hervorzuheben:
die Leuchtgas-, Kraftgas-, Gichtgas-Motoren,
ferner von den Gasmotoren mit flüssigen Brennstoffen:
die Diesel-Motoren und
die Spiritus-, Petroleum- und Benzin-Motoren.

---

und zu verdampfen. Der so gewonnene sog. Kaltdampf dient dann zum Betrieb einer Maschine, deren Aussehen und Wirkungsweise mit der gewöhnlichen Dampfmaschine übereinstimmt. Bei den bisher von der Abwärme-Kraftmaschinen-Gesellschaft gebauten Maschinen wurde mit Vorteil schweflige Säure (SO_2) verwendet, hauptsächlich deshalb, weil deren Dampfspannungen bei den in Betracht kommenden Temperaturen innerhalb geeigneter Grenzen liegen. Nachdem die SO_2-Dämpfe ihre Arbeit verrichtet haben, werden sie in einem Oberflächenkondensator mittelst Kühlwasser verflüssigt, sodann die flüssige SO_2 wieder durch den Abdampf verdampft usw. Ein Verbrauch an schwefliger Säure findet daher nicht statt, nur insofern als etwaige Verluste infolge Undichtheiten vorkommen.

Es bedarf demnach zur Ausnützung von Abwärme eines Verdampfers für die flüssige SO_2, einer Kraftmaschine und eines Oberflächenkondensators für die entspannten SO_2-Dämpfe. Der Verdampfer der Abwärme-Kraftmaschine bildet für die Dampfmaschine (die Dampfmaschine leistet dasselbe, ob eine Abwärme-Kraftmaschine hinzugefügt wird oder nicht) den Kondensator (das Kühlmittel zum Kondensieren des Abdampf besteht in diesem Fall eben in schweflicher Säure); für die Abwärme-Kraftmaschine hingegen spielt er die Rolle eines Dampfkessels. Die für gewöhnlich in ihm herrschende Spannung der SO_2-Dämpfe beträgt 10—12 Atmosphären, je nach dem Vakuum, mit dem die Dampfmaschine arbeitet. Die Spannung der aus der Abwärme-Kraftmaschine entweichenden SO_2-Dämpfe beträgt 2—4 Atmosphären, je nach der Temperatur des Kühlwassers.

Was die Preise der Abwärme-Kraftmaschinen betrifft, so kann man im Durchschnitt annehmen, dass dieselben — sofern sie als selbständige Maschinen angeordnet sind — einschliesslich Verdampfer und zwei Kondensern z. Z. etwa 20% höher sind als diejenigen gleichstarker Dampfmaschinen samt Kesselanlage. Die Leistung, die man durch Aufstellen einer Abwärme-Kraftmaschine gewinnt, ist natürlich sehr von dem Dampfverbrauch der Dampfmaschine abhängig. Für durchschnittliche Verhältnisse kann man rechnen, dass ca. 30% der Dampfmaschinen-Leistung (arbeitet die Dampfmaschine vorzüglich, d. h. mit geringem Dampfverbrauch, so gewinnt man mit der Abwärme-Kraftmaschine nur etwa 25%) hinzugewonnen werden.

Der Zylinder der Abwärme-Kraftmaschine braucht keine besondere Schmierung, da die SO_2-Dämpfe selbstschmierend wirken, nur die Stopfbüchse wird mit reinem Mineralöl geölt. Der Ölverbrauch wird deshalb geringer sein als bei einer gleichstarken Dampfmaschine.

Wird eine Abwärme-Maschine von vornherein in direkter Verbindung mit der Dampfmaschine ausgeführt, so kommt die kombinierte Dampfabwärmeanlage nicht teurer zu stehen als eine Dampfmaschinenanlage von gleicher Gesamtleistung.

Es ist zu bemerken, dass reine schweflige Säure weder Eisen noch Bronze angreift. Nur wenn Wasser oder Luft hinzukommen, wirkt sie zerstörend auf die Metalle. Wasser könnte z. B. dann zutreten, wenn der Verdampfer und Kondensator nicht vollständig dicht halten; dann allerdings würde die betreffende Stelle sofort angefressen und die Undichtheit würde dadurch immer stärker. Die Erfahrung lehrt jedoch, dass die Verdampfer sowie auch die Kondensatoren so solide hergestellt werden können, dass solche Undichtheiten nicht vorkommen. Was das Eindringen von Luft betrifft, so ist dies im Betrieb ganz undenkbar, da sowohl im Arbeitszylinder, als auch in dem Kondensator die Spannung stets weit über der Atmosphäre liegt und nicht wie bei den Dampfmaschinen mit Kondensation darunter sinkt.

Die Abwärme-Kraftmaschine braucht mehr Kühlwasser zum Kondensieren der entspannten SO_2-Dämpfe als eine Dampfmaschine. Besonders ungünstig stellen sich die Verhältnisse dann, wenn die Temperatur des zur Verfügung stehenden Kühlwassers hoch liegt. In diesem Fall ist nicht nur der Kühlwasserverbrauch ein sehr hoher, sondern man hat auch höhere Spannungen im Kondensator als 2—4 Atmosphären, wodurch natürlich die Leistung der Abwärme-Kraftmaschine herunter gedrückt wird. Ob sich deshalb die Abwärme-Kraftmaschine dort, wo man im Kühlwasser beschränkt ist, bzw. wo man Rückkühlanlagen anordnen muss, noch als wirtschaftlich erweist, muss erst durch Versuche festgestellt werden. Heute liegen hierüber die nötigen Erfahrungen noch nicht vor.

Häufig wird gegen die Abwärme-Kraftmaschine eingewendet, dass geringe Undichtheiten der-

Im allgemeinen findet bei den Gasmotoren eine bessere Ausnützung der im Brennstoff enthaltenen Wärmeenergie als bei den Dampfmaschinen statt, weil die Umwandlung von Wärme in Arbeit direkt im Zylinder der Arbeitsmaschine stattfindet. Während bei den Dampfmaschinen mittlerer Grösse 95 % und bei den Gross-Dampfmaschinen mit überhitzten Dampf noch immer 83 % von dem Wärmewert des Brennmaterials verloren gehen, beträgt die wirtschaftliche Ausnützung der in den Brennstoffen steckenden Wärme bei den kleinsten Gasmaschinen im Mittel 0,12 bis 0,18 %, bei grösseren Gasmaschinen von 50 PS_e aufwärts 0,23 bis 0,26 %, bei den Dieselmotoren sogar ca. 32—35 %[24]).

Bei den eigentlichen Gasmotoren[25]) verteilt sich der Arbeitsprozess entweder auf 4 Kolbenhübe (Viertaktmotoren) oder auf 2 Hübe (Zweitaktmotoren).

Bei den Viertaktmotoren wird beim ersten Hube das Gasgemisch angesogen, beim zweiten Hube komprimiert. Kurz bevor der Kolben am toten Punkt angelangt ist, die Zusammenpressung des Gasgemisches also ein Maximum erreicht, erfolgt die Entzündung. Beim dritten Hube verbrennen explosionsartig die Gase unter Arbeitsleistung, wobei ihre Spannung allmählich sinkt und sich derjenigen der Atmosphäre nähert, und beim vierten Hube puffen die Verbrennungsrückstände in die atmosphärische Luft aus. Es wird daher nur beim dritten Hube Arbeit geleistet, während bei den 3 anderen Hüben Arbeit verzehrt wird.

Beim Zweitaktmotor spielt sich der Arbeitsvorgang während zweier Hübe, also während einer Umdrehung der Schwungradwelle ab. Um das zu erreichen, wird mittelst besonderer Ladepumpen am Ende des ersten Hubes kühle Luft und kurz darauf brennbares Gemisch in den Arbeitszylinder gepresst. Beim ersten Hube treibt das entzündete Gemisch den Kolben vorwärts. Noch ehe der erste Arbeitshub ganz zu Ende ist, können die Verbrennungsgase durch Schlitze im Zylindermantel, welche der Kolben kurz vor seiner Endstellung frei gibt, in den Auspuff entweichen. Die Ladepumpe presst in diesem

selben den Austritt von Schweflige-Säure-Dämpfen in den Maschinenraum zur Folge haben können, welche den Aufenthalt in demselben unmöglich machen. Die Erfahrung lehrt jedoch, dass diese Befürchtung bei solide gebauten Maschinen unbegründet ist. Ein geringer Austritt von SO_2-Dämpfen lässt sich zwar nie ganz vermeiden, jedoch ist derselbe so unbedeutend, dass der Maschinenwärter dadurch nicht ernstlich belästigt wird.

Es braucht wohl nicht besonders darauf hingewiesen zu werden, dass die Abwärme-Kraftmaschine sowohl mit einer Dampfmaschine, als auch mit einer Lokomobile oder Dampfturbine kombiniert werden kann, und dass die Betriebskosten derselben nur in der Verzinsung und Abschreibung des Anlagekapitals sowie in den Kosten für Bedienung, Schmier- und Putzmaterial bestehen. Die Kosten für Schmierung sind, wie bereits im vorausgehenden hervorgehoben, geringer als bei Dampfmaschinen, ebenso die Kosten für Bedienung, da der Verdampfer keine ständige Bedienung braucht wie ein Dampfkessel. Ein Verbrauch von Brennmaterial findet nicht statt, da das Betriebsmittel für die Abwärme-Kraftmaschine in dem Abdampf besteht. Was den Brennstoffverbrauch der Dampfmaschine, Lokomobile oder Dampfturbine betrifft, so wird derselbe durch das Hinzutreten einer Abwärme-Kraftmaschine nicht beeinflusst.

[24]) Fritz Hoppe, Über den Wirkungsgrad und die Kosten der Umwandlung von Wärme in elektrische Energie bei städtischen Elektrizitätswerken. Schillings Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1905. S. 433.

[25]) Die erste Gaskraftmaschine stammt aus dem Jahre 1860 von dem Franzosen Lenoir. Sie war aber praktisch noch unbrauchbar. Einen grösseren Erfolg hatte dagegen bereits die im Jahre 1867 auf der Pariser Weltausstellung vorgeführte Gasmaschine von Otto & Langen aus Köln-Deutz. Der Explosionsdruck wurde hier dazu benutzt, den Kolben der stehend gebauten Maschine hochzuschleudern, während der Druck der Atmosphäre die eigentliche Triebkraft bildete. Auf der Pariser Weltausstellung 1878 wurde eine von Otto erfundene neue Gasmaschine vorgeführt, bei welcher das Prinzip der alten Maschine von 1867 ganz verlassen war und welche noch heute die Grundlage fast aller Explosionsmotoren bildet.

Moment kühle Luft in den Zylinder, welche die Verbrennungsgase vollständig ausbläst und den Zylinder kühlt. Gleich darauf wird das brennbare Gasgemisch durch dieselbe Pumpe in den Zylinder geführt und von dem Kolben bei seinem zweiten Hube komprimiert. Der Zweitaktmotor leistet also in derselben Zeit unter sonst gleichen Verhältnissen doppelt soviel als der Viertaktmotor, sein Nutzeffekt ist aber schlechter, weil die Ladepumpe ca. 10 % der indizierten Arbeit des Motors verzehrt.

Die Zündung geschieht bei den neueren Gasmotoren, abgesehen von Dieselmotoren, meistens durch elektrische Funken, welche von einer kleinen, durch den Gasmotor selbst betätigten magnetoelektrischen Maschine erzeugt werden oder durch Daimlersche Glührohre.

Zum Anlassen des Gasmotors werden bei den neueren Gasmotoren meistens kleine Hilfsapparate verwendet, welche mittelst komprimierter Luft den Motor in Bewegung setzen. Bei elektrischen Anlagen besorgt man das Anlassen auch wohl dadurch, dass man, vorausgesetzt, dass anderweitig erzeugter Strom zur Verfügung steht, den mit der Gas-Maschine gekuppelten Generator als Motor schaltet und nach einigen Hüben umschaltet. Wo es, wie beim Antrieb von elektrischen Maschinen, auf gute Regulierung wesentlich ankommt, wird die sogenannte Präzisionsregulierung verwendet, welche darin besteht, dass der Regler die zugeführten Mengen des Gasgemisches je nach dem Kraftbedarf entweder in seiner Quantität oder in seiner Qualität verändert.

Da das Gasgemisch im Motor mit einer höheren Temperatur verbrennt, muss der Zylindermantel und die Ventile, welche mit den Verbrennungsgasen in Berührung kommen, durch Wasser gekühlt werden. Unter normalen Verhältnissen beträgt bei Leuchtgasmaschinen der Kühlwasserverbrauch 30 bis 40 Liter pro effektive Pferdekraftstunde; bei den Kraftgasmotoren etwa 50 Liter pro PS_e-Stunde, weil hier der Wasserverbrauch des Skrubbers und des Verdampfers hinzukommt[26]).

Die **Leuchtgasmotoren** werden in der Regel nur für kleinere Leistungen bis zu 30 PS_e, ausnahmsweise bis zu 60 PS_e gebaut. Das Leuchtgas der städtischen Zentralen besitzt im Mittel einen Heizwert von 5000 W.E. pro cbm, sofern dem Steinkohlengase kein sogenanntes Wassergas beigemischt ist. Im letzteren Falle liegt der Heizwert unter Umständen erheblich tiefer. In der nachfolgenden Tabelle XXVII sind einige Angaben über Anlagekosten, Raumbedarf, Bedienungs- und Unterhaltungskosten über den Bedarf an Schmier- und Putzmittel sowie über den Gasverbrauch gemacht[27]), nach denen die Betriebskosten in bestimmten Fällen berechnet werden können. Die Gaspreise pro cbm Leuchtgas für Kraftzwecke schwanken in Deutschland zwischen 8 und 16 Pfennigen. Zu berücksichtigen sind dann noch auf Grundlage der obigen Verbrauchsangaben die Kosten für das Kühlwasser.

Bei den sogenannten **Kraftgasmotoren** wird das Mischgas, welches nach seinem Erfinder **Dowson-Gas** (1881) genannt wird, in besonderen Generatoren aus Anthrazit oder Koks und neuerdings auch aus Braunkohle hergestellt. Ein solcher Generator besteht in einem Schachtofen, durch welchen während des Betriebes durch den Gasmotor selbsttätig ein Gemisch von Luft und Wasserdampf gesogen wird (Sauggas). Mitunter wird auch die Luft durch ein besonderes Gebläse durch den Schachtofen hindurchgedrückt, und man spricht dann von Druckgas. Beim Durchstreichen der Mischung von Luft und Wasserdampf durch die glühenden Brennstoffe im Ofen bildet sich das Kraftgas. Zur Herstellung des Wasserdampfes dient die überschüssige Wärme

---

[26]) Friedr. Barth, Die zweckmässigste Betriebskraft. Heft II, S. 15.

[27]) Die Angaben der Tabellen XXVII und XXVIII sind dem Buche von Chr. Eberle „Kosten der Krafterzeugung" S. 44 u. f. entnommen.

Tabelle XXVII.

Anlagekosten und Grundlagen für die Berechnung von Betriebskosten von Leuchtgas-Motoren.

Leistung der Motoren in PS_e	4	6	8	10	20	30	40	50	60
Kosten der gesamten maschinellen Anlage einschliesslich Montage und Fundament in Mk.	2 455	3 210	3 690	4 600	6 960	9 220	11 570	12 560	13 620
Raumbedarf für das Maschinenhaus in qm der Grundfläche	5	6	7	8	15	25	30	40	50
Jährliche Kosten in Mk. (bei einer Betriebsdauer von je 5 Stunden an 300 Tagen) a) für Bedienung .	36	40	55	67	105	145	175	190	200
b) Schmiermittel u. Putzmaterial etc.	48	63	72	75	120	157,50	210	225	270
c) Unterhaltung .	14,67	16,65	23,25	25,40	40,60	50,20	62,45	69,60	72,70
Gasverbrauch in cbm	4 500	6 300	8 160	9 250	18 600	26 775	35 400	43 500	51 300
Jährliche Kosten in Mk. (bei einer Betriebsdauer von je 10 Stunden an 300 Tagen) a) für Bedienung .	55	60	80	100	160	220	260	280	300
b) Schmiermittel u. Putzmaterial etc.	96	126	144	150	240	315	420	450	540
c) Unterhaltung .	20,67	24,65	32,25	37,40	56,60	74,70	93,45	102,60	108,70
Gasverbrauch in cbm	9 000	12 600	16 320	18 500	37 200	53 550	70 800	87 000	102 600

des den Generator verlassenden Kraftgases. Da beim Hindurchleiten von überhitztem Wasserdampf **ohne** Luftzuführung durch die glühende Brennstoffschicht des Generators das Wasser in seine Bestandteile, Wasserstoff und Sauerstoff, zersetzt und dabei mehr Wärme gebunden würde, als durch das Verbrennen des Kohlenstoffs zu Kohlenoxyd entsteht, so würde das entweichende Kraftgas nicht nur nicht genügende Wärme haben, um Dampf zu erzeugen, sondern der Ofen würde erlöschen. Es muss daher die Mischung von **Luft und Wasserdampf** so vorgenommen werden, dass das entstehende Kraftgas überschüssige Wärme genug besitzt, um den Wasserdampf zu erzeugen. Das den Generator verlassende Kraftgas durchzieht einen Verdampfer, der in einer Art Röhrenkessel besteht. Indem es den zu seiner Herstellung nötigen Wasserdampf erzeugt, kühlt es sich im Verdampfer ab, und passiert dann ein stehendes zylindrisches Gefäss von unten nach oben, in welchem auf einem siebartigen Rost Koksstücke aufgespeichert sind. In dieses Gefäss, Skrubber oder Wäscher genannt, wird von oben durch eine Brause Wasser in Form eines feinen Sprühregens zugeführt, welches an den Koksstücken herabrieselt. Das aus dem Skrubber austretende Gas durchströmt dann noch den meist mit Sägespänen gefüllten sogenannten Trockenreiniger, um von dort in den Motor zu gelangen.

In der Tabelle XXVIII sind einige Angaben über Anlagekosten und Unterlagen für die Berechnung der Betriebskosten mitgeteilt.

Die Kosten von Anthrazit schwanken je nach Höhe der Transportkosten zwischen 1,50 und 3,00 Mk. pro 100 kg und die Kosten des Koks etwa zwischen 1,30 und 2,30 pro 100 kg. Hinzu kommen dann noch die Kosten für das Kühlwasser (vergl. S. 312).

Tabelle XXVIII.

Anlagekosten und Unterlagen für die Berechnung der Betriebskosten von Kraftgasanlagen.

Leistung der Einheit in PS_e		25	30	40	50	60	80	100	200	400	600	800	1 000
1. Kosten der gesamten Maschinenanlage einschliesslich Fundament und Montage ohne Reserve in Mk.		12 950	15 100	19 100	21 350	23 250	26 850	31 450	53 000	97 000	142 000	187 000	235 000
2. Raumbedarf für das Maschinen- und Generatorenhaus (ohne Reserve) in qm		55	60	70	80	90	100	120	200	280	440	600	800
3. Jährliche Kosten in Mk.	bei einer Betriebsdauer von je 5 Stunden an 300 Tagen												
a) für Bedienung		800	800	800	800	800	800	1 200	1 200	—	—	—	—
b) Schmiermittel und Putzmaterial etc.		131,25	157,50	210	225	270	360	450	810	—	—	—	—
c) Unterhaltung		78,50	84	99,50	103,75	118.25	142,25	165,25	255	—	—	—	—
Gesamtbrennstoffverbrauch im Jahr in kg													
I. Anthrazitbetrieb		28 125	33 300	43 200	52 500	61 200	79 200	94 500	174 000	—	—	—	—
II. Koksbetrieb		43 115	51 300	63 600	77 250	90 900	120 000	147 000	255 000	—	—	—	—
4. Jährliche Kosten in Mk.	bei einer Betriebsdauer von je 10 Stunden an 300 Tagen												
a) für Bedienung		1 200	1 200	1 200	1 200	1 200	1 200	1 800	2 400	3 300	3 600	4 500	4 800
b) Schmiermittel und Putzmaterial etc.		262,50	315	420	450	540	720	900	1 620	3 240	4 860	6 480	8 100
c) Unterhaltung		117,25	126,50	149,50	158,75	178,25	212,25	249,25	395	729	1 062	1 395	1 615
Gesamtbrennstoffverbrauch im Jahr in kg													
I. Anthrazitbetrieb		52 500	63 000	80 400	97 500	118 400	147 600	180 000	336 000	672 000	1 008 000	1 344 000	1 680 000
II. Koksbetrieb		82 500	99 000	123 600	150 000	176 400	282 800	285 000	495 000	990 000	1 485 000	1 980 000	2 475 000

In neuerer Zeit haben die **Gichtgasmotoren** eine besondere Bedeutung gewonnen. Früher liess man die Hochofengase ungenützt in die Luft entweichen, später etwa bis Ende der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts wurden sie zur Kesselfeuerung und Erzeugung von Dampf für Kraftzwecke verwendet, wobei aber nur ein schlechter Nutzeffekt erzielt werden konnte. Durch die neuerliche Verwendung der Gichtgase in Grossgasmaschinen hat man den Nutzeffekt der in dem Gichtgase enthaltenen Wärmeeinheiten um das Vier- bis Fünffache gesteigert. Mit der Ausbildung der Gaskraftmaschinen musste man sich naturgemäss auch der Aufgabe zuwenden, die Gichtgase direkt für Kraftzwecke zu verwenden und heute sind bereits bei den meisten Hüttenwerken Grossgasmotoren mit Einheiten von 1000 PS_e und mehr aufgestellt. Man kann im allgemeinen annehmen, dass bei einer Tonne Roheisen 4500 cbm Hochofengas erzeugt werden. Hiervon gehen durchschnittlich ca. 60% beim Gichten für Winderhitzung etc. und durch Verluste ab, so dass etwa 40% zur Arbeitsleistung in Gaskraftmaschinen übrig bleiben. Nimmt man in runden Ziffern an, dass im Gasmotor, reichlich gerechnet, etwa 4 cbm Gas pro PS_e-Stunde verzehrt werden, so können auf je eine Tonne täglicher Roheisenerzeugung $\frac{4500 \cdot 0{,}4}{24 \cdot 4}$ = rund 20 PS_e im Gasmotor dauernd geleistet werden. Auf einem Hochofenwerk, das täglich 600 Tonnen Roheisen erzeugt stehen also 12000 PS_e zur Verfügung [28]). Je nach der Zusammensetzung der Hochofengase wechselt bei den verschiedenen deutschen Hüttenwerken die Menge der bei der Verbrennung theoretisch zu entwickelnden Wärmeeinheiten zwischen 725 und 950 und kann im Durchschnitt zu 850 angenommen werden [29]). Der wirkliche Verbrauch pro effektive Pferdekraftstunde beträgt bei 1000 PS_e-Maschinen etwa 3,7 cbm. Die Gase bedürfen natürlich vor ihrem Eintritt in den Motor einer gründlichen Reinigung in Koksskrubbern und in mit Sägespänen gefüllten Trockenreinigern.

Da die Hüttenwerke eine andere Verwendung der überschüssigen Gichtgase, als diejenige zur Krafterzeugung zurzeit meistens nicht haben, so wird man schwerlich in die Lage kommen, Wasserkraftanlagen mit Gichtgasanlagen in Vergleich zu stellen. Die Anlagekosten von Gichtgasgrossmaschinen dürften wohl in der grossen Mehrzahl der Fälle, welche die Praxis bieten kann, billiger werden, als Wasserkraftanlagen von gleicher Leistung und da das Hüttenwerk sich bei einer Vergleichsrechnung die Gichtgase kostenlos einstellen könnte, müssten sich die Gasanlagen als vorteilhafter ergeben. Es soll deshalb hier auf die Gichtgasgrossmotoren nicht weiter eingegangen werden.

Von den Gasmotoren mit flüssigen Brennstoffen nehmen heute der **Dieselmotor** für industrielle Zwecke und der **Benzinmotor** für motorische Zwecke (Automobile) die ersten Stellen ein. Mit Ausnahme des Dieselmotors sind alle bisher in die Praxis eingeführten Motore mit flüssigen Brennstoffen Explosionsmotore. Die Benzin-, Petroleum- und Spiritusmotoren arbeiten entweder als Viertakt- oder als Zweitaktmaschinen, wobei die Brennstoffe ausserhalb des Arbeitszylinders vergasen und die Gase mit atmosphärischer Luft gemischt werden. Die Zündung des in den Arbeitszylinder eingeführten fertigen Gemisches erfolgt auf physikalischem Wege durch den elektrischen Funken oder durch Glühröhren, unter Anwendung von 3 bis 5 Atmosphären Druck.

Das Benzin hat ein spezifisches Gewicht im mittel von 0,7, sein absoluter Heizwert beträgt 10000 bis 10500 W.E. pro kg. Es siedet bereits zwischen 80 und 100

[28]) E. Meyer, Die Verwendung der Hochofengase zum Betrieb von Gasmotoren und Versuche an einem 60 pferdigen Gichtgasmotor. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 448.

[29]) Fritz Hoppe, Wie stellt man Projekte, Kostenanschläge und Betriebskostenberechnungen für elektrische Licht- und Kraftanlagen auf. S. 67.

Grad C. und vergast bereits bei gewöhnlicher mittlerer Lufttemperatur. Das Gemisch von Benzingas und Luft ist leicht entzündlich und die Benzinmotoren sind daher verhältnismässig betriebssicher.

Der Heizwert des 93 %igen Spiritus liegt etwa zwischen 6000 und 6500 W.E. pro kg und das spezifische Gewicht des Spiritus beträgt etwa 0,823. Der Vorzug des Betriebes mit Spiritusmotoren besteht besonders in der Geruchlosigkeit und Reinlichkeit. Auch besitzen die Spiritusmaschinen einen ruhigen und gleichmässigen Gang, so dass sie zum Antrieb von Dynamomaschinen, wie die Benzinmotoren, benutzt werden können.

Im Gegensatz zu dem Benzin und Spiritus verdunstet das Petroleum (spezifisches Gewicht 0,83 bis 0,85) bei mittlerer Lufttemperatur nur in ganz geringem Masse und entzündet sich, mit atmosphärisher Luft gemischt, nur sehr unzuverlässig. Bei dem Saug- und Kompressionshube im Arbeitszylinder schlagen sich die schwereren nicht genügend verdampften Petroleumteilchen an den kühlen Zylinderwandungen nieder und werden zum Teil nicht genügend verbrannt, beziehungsweise ganz unverbrannt wieder mit den Auspuffgasen ins Freie geführt. Das im Innern des Zylinders zurückbleibende flüssige Petroleum führt oft zur Verschmutzung des Zylinders und Kolbens und im Verein mit der unzuverlässigen Zündung zu häufigen Betriebsstörungen. Infolge dieser Umstände hat sich der Petroleummotor als Explosionsmotor in der Praxis nicht behaupten können.

R. Diesel ging den Ursachen des Misserfolges der Petroleummotoren nach und trat 1893 in einer Broschüre: Theorie und Konstruktion eines rationellen Wärmemotores als erster mit ganz neuen Konstruktionsvorschlägen an die Öffentlichkeit. Nach seinem Prinzip sollte die Vergasung des Petroleums ausserhalb des Zylinders wegfallen, dafür aber atmosphärische Luft im Zylinder während des Kolbenrückganges auf 35 Atmosphären zusammengepresst und der Brennstoff fein verteilt in die Pressluft mit besonderer Luftpumpe mit 25 Atmosphären Überdruck, also 60 Atmosphären Druck eingepumpt werden. Bei den ersten im Jahre 1893 gebauten Maschinen stellten sich noch eine Menge konstruktive Schwierigkeiten heraus und erst im Jahre 1897 gelang es, einen 20 pferdigen Motor vorzuführen, welcher die für einen geordneten Betrieb erforderliche Betriebssicherheit bot und dennoch die von Diesel nachgewiesene hohe Ausnützung der im Petroleum enthaltenen Wärmeeinheiten (10 000 pro kg) leistete. Inzwischen sind eine grosse Anzahl von Dieselmotoren in Grössen bis zu 200 Pferden und mehr gebaut und scheinen sich im Betriebe zu bewähren. Die Dieselmotoren werden als Viertaktmotoren gebaut. Die beim letzten Rückgang des Kolbens auf ca. 35 Atmosphären komprimierte Luft erbitzt sich auf ca. 690° C und der in feiner Zerstäubung eingeführte Brennstoff entzündet sich von selbst, so dass es keiner besonderen Zündung, wie bei den übrigen Gasmotoren, bedarf. Die Einführung des Brennstoffes geschieht allmählich und die Verbrennung erfolgt derartig, dass der Druck auf den Kolben während des Arbeitshubes nahezu konstant bleibt. Prinzipiell können auch andere Brennstoffe als flüssige verwendet werden, bis jetzt werden aber im wesentlichen Rohnaphtha und Masut (Naphtharückstände), Rohpetroleum und in Deutschland vielfach Paraffinöl (Braunkohlendestilate) verwendet.

Bezüglich der Anlagekosten sowie der Betriebskosten von Benzin- und Spiritusmotoren muss auf die Spezialliteratur verwiesen werden, da bezügliche Angaben für die Zwecke dieses Buches zu weit führen würden.

Bezüglich der Anlage- und Betriebskosten von Dieselmotoren sind in nachstehender Tabelle einige Angaben zusammengestellt [30]).

Tabelle XXIX.

Anlagekosten und Unterlagen für die Betriebskostenberechnungen von Dieselmotoren.

Normale Nutzleistung in PS_e	8	10	15	20	40	60	80	100	125
Kosten eines kompleten Dieselmotors einschliessl. Rohrleitung, Fundament und Montage . . .	4 700	5 800	8 500	9 200	14 600	20 000	26 200	31 050	37 000
Raumbedarf für das Maschinenhaus in qm der Grundfläche	6	7	10	12	20	24	28	30	32
Kosten für Bedienung, Schmier- und Putzmaterial . . . . { bei je 5 Stunden Betriebsdauer an 300 Tagen	180	192	265	290	360	600	860	1 020	1 200
Kosten für Bedienung, Schmier- und Putzmaterial . . . . { bei je 10 Stunden Betriebsdauer an 300 Tagen	300	320	440	480	600	1 000	1 430	1 700	2 000
Brennstoffverbrauch bei Verwendung von Paraffinöl in kg pro PS_e-Stunde	0,245	0 240	0,230	0,223	0,210	0,208	0,208	0,200	0,200

Nach E. Meyer [31]) wurde bei Versuchen folgender Verbrauch an Brennmaterial festgestellt:

A. bei einem 8 pferdigen Dieselmotor und Verwendung von russischem Petroleum:

	Bei Vollbelastung	Bei normaler Belastung	Bei $^3/_4$ Belastung	Bei $^1/_2$ Belastung
Petroleumverbrauch für 1 PS_e Stunde in kg	0,219	0,227—0,222	0,234	0,260

B. Bei einem 70 pferdigen Motor:

	Bei Vollbelastung	Bei normaler Belastung	Bei $^3/_4$ Belastung	Bei $^1/_2$ Belastung
Petroleumverbrauch für 1 PS_e-Stunde in kg	0,188	0,192—0,193	0,201	0,224
Verbrauch von Paraffinöl bei demselben Motor	0,209	0,204—0,206	0,215	—

Man sieht aus den obigen Mitteilungen von E. Meyer, dass der Verbrauch an Paraffinöl entsprechend dem geringeren Heizwert dieses Materials etwas höher ist, als der Verbrauch an Petroleum und kann deshalb aus den Zahlen der Tabelle XXIX auch den Verbrauch an Petroleum pro PS_e-Stunde angenähert berechnen, wenn man das Verhältnis der Versuchsresultate ad B zwischen Petroleum und Paraffinölverbrauch zugrunde legt.

[30]) Nach Friedr. Barth, Die zweckmässigste Betriebskraft. Heft 2. S. 42.

[31]) Eugen Meyer, Versuche über Spiritusmotoren und an Dieselmotoren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 670.

Tabelle XXX.

Betriebskosten von Wasserkraftanlagen mit Dampfreserve unter der Annahme, dass die vorhandene Wasserkraft während 90 Tagen im Jahre durchschnittlich auf die Hälfte ihrer Leistung sinkt und dass dafür eine volle Dampfreserve geschaffen ist.

A. Tagesbetrieb (10 Stunden volle Belastung).

1	2		3		4	
1. Grösse der während 270 Tagen vorhandenen Wasserkraft in PS_e	200		600		2 000	
2. Grösse der während weiterer 90 Tage vorhandenen Wasserkraft in PS_e	100		300		1 000	
3. Anzahl und Grösse der installierten Turbinen	3 zu 100		3 zu 300		3 zu 1 000	
4. Gefälle in m	3		10		30	
5. Grösse in PS_e und Anzahl der installierten Dampfmaschinen, einschl. Kessel, Speisepumpen, Injektoren, Speisewasserreinigung	2 zu 100		2 zu 300		2 zu 1 000	
A. Anlagekosten.						
I. Wasserkraftanlage.						
6. Gesamtkosten der Wasserkraft-Anlage nach 14 Tab. XI		251 500		548 000		1 889 500
7. Gesamtkosten der Wasserkraftanlage einschliesslich 10% Zuschlag zu 6 für Bauleitung und Unvorhergesehenes		25 150		54 800		188 950
		276 650		602 800		1 478 450
8. Gesamtkosten pro PS_e nach 7	1 383,2		1 004,7		736,7	
II. Dampfreserve.						
9. Kosten der vollständigen maschinellen Anlage einschliesslich Reserve		52 675		126 438		315 000
10. Kosten des Grunderwerbs zu 9		6 000		9 850		16 000
11. Kosten des baulichen Teiles mit Reserve zu 9		19 800		33 300		59 000
12. Kosten der elektrischen Ausrüstung der Dampfreserve einschl. aller Nebenapparate a) ohne Transformatoren	2 . 100 . 95 =	19 000	2 . 300 . 75 =	45 000	—	
b) mit Transformatoren	—		—		2 . 1000 . 66,75 =	133 500
13. Gesamtkosten der Wasserkraft-Anlage einschliesslich Dampfreserve		374 125		817 388		1 996 950
14. Gesamtanlagekosten pro PS_e der ständig verfügbaren Kraft in Wasser und Dampf	1 870,6		1 362,3		998,5	

B. Betriebskosten.			
I. Wasserkraftanlage.			
15. Es werden jährlich geleistet a) an den Wellen der Turbinen in PS_e-Stunden	$(270 \times 10 \times 200 + 90 \times 10 \times 100) = 630\,000$	$(270 \times 10 \times 600 + 90 \times 10 \times 300) = 1\,890\,000$	$(270 \times 10 \times 2000 + 90 \times 10 \times 1000) = 6\,300\,000$
16. b) am Ende der Fernleitung, bei Spalten 2 und 3 oder an den sekundären Klemmen der Transformatoren bei bei Spalte 4			
1. in PS_e-Stunden	$(630\,000 \times 0{,}90 \times 0.95) = 538\,650$	$(1\,890\,000 . 0.90\ 0.945) = 1\,607\,450$	$(6\,300\,000 \times 0{,}88 \times 0.894) = 4\,956\,336$
2. in KW-Stunden	$(538\,650 \times 0{,}736) = 396\,450$	$(1\,607\,450 . 0{,}736) = 1\,183\,100$	$(4\,956\,336 . 0{,}736) = 3\,647\,863$
II. Dampfreserve.			
17. Es werden jährlich geleistet c) an den Wellen der Dampfmaschine in PS_e-Stunden	$(90 \times 10 \times 100) = 90\,000$	$(90 \times 10 \times 300) = 270\,000$	$(90 \times 10 \times 1000) = 900\,000$
18. d) an dem Schaltbrett der Dampfzentrale			
1. in PS_e-Stunden	$(90\,000 \times 0{,}90) = 81\,000$	$(270\,000 . 0{,}90) = 243\,000$	$(900\,000 \times 0{,}88) = 792\,000$*
2. in KW-Stunden	$(81\,000 . 0{,}736) = 59\,600$	$(243\,000 \times 0{,}736) = 178\,850$	$(792\,000 \times 0{,}736) = 582\,900$
19. Es werden jährlich geleistet durch Wasser und Dampf zusammen nach 16 und 18			
1. in PS_e-Stunden	619 650	1 850 450	5 748 336
2. in KW-Stunden	456 050	1 361 950	4 230 768
20. Die jährlichen Betriebskosten der Wasserkraftanlage betragen in Mk. (Kosten der Einheit nach Nr. 24 Tabelle XI)	$538\,650 \times 0{,}0507 = 27\,309{,}5$	$1\,607\,450 \times 0{,}0328 = 52\,724{,}3$	$4\,956\,336 \times 0{,}0242 = 119\,943{,}3$
21. Die jährlichen Betriebskosten der Dampfreserve (Kosten der Einheit nach Nr. 20 Spalten 3, $\frac{4+5}{2}$ und 11 Tabelle XXIII bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von Mk. 1,00	$81\,000 \times 0{,}1495 = 12\,109{,}5$	$243\,000 \times 0{,}1087 = 26\,414{,}1$	$792\,000 \times 0.0771 = 61\,063.2$
" 1,50	$81\,000 \times 0{,}1592 = 12\,895{,}2$	$243\,000 \times 0.1164 = 28\,285{,}2$	$792\,000 \times 0\ 0822 = 65\,106{,}4$
" 2,00	$81\,000 \times 0{,}1689 = 13\,680.9$	$243\,000 \times 0{,}1239 = 30\,107{,}7$	$792\,000 \times 0.0873 = 69\,141.6$
" 2,50	$81\,000 \times 0{,}1786 = 14\,466{,}6$	$243\,000 \times 0{,}1315 = 31\,954{,}5$	$792\,000 \times 0.0923 = 73\,101{,}6$
22. Gesamt-Betriebskosten pro PS_e-Stunde nach 19. 1. bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von Mk. 1,00	6,36	4,27	3,14
" 1,50	6.48	4,37	3,21
" 2,00	6,61	4,47	3,28
" 2,50	6,74	4,57	3,35
23. Gesamt-Betriebskosten pro KW-Stunde nach 19. 2. bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von Mk. 1,00	8,64	5,81	4,27
" 1,50	8,81	5.94	4,37
" 2,00	8,98	6,08	4,46
" 2,50	9,16	6,21	4,56

* Nach Abzug der Verluste in den Transformatoren.

Tabelle XXXI.

Betriebskosten von Wasserkraftanlagen mit Dampfreserve unter der Annahme, dass die vorhandene Wasserkraft während 90 Tagen im Jahre durchschnittlich auf die Hälfte ihrer Leistung sinkt und dass dafür eine volle Dampfreserve geschaffen ist.

B. Tag- und Nachtbetrieb, 24 Stunden volle Belastung (8640 Stunden im Jahr).

1	2		3		4	
1. Grösse der während 270 Betriebstagen vorhandenen Wasserkraft in PS_e	200		600		2 000	
2. Grösse der während weiterer 90 Tage vorhandenen Wasserkraft in PS_e	100		300		1 000	
3. Anzahl und Grösse der installierten Turbinen	3 zu 100		3 zu 300		3 zu 1 000	
4. Gefälle in m	3		10		30	
5. Grösse in PS_e und Anzahl der installierten Dampfmaschinen, einschl. Kessel, Speisepumpen, Injektoren, Speisewasserreinigung	2 zu 100		2 zu 300		2 zu 1 000	
A. Anlagekosten.						
I. Wasserkraftanlage.						
6. Gesamtkosten der Wasserkraft-Anlage nach 14 Tab. XI		251 500		548 000		1 339 500
7. Gesamtkosten der Wasserkraftanlage einschliesslich 10% Zuschlag zu 6 für Bauleitung und Unvorhergesehenes		25 150		54 800		133 950
		276 650		602 800		1 473 450
8. Gesamtkosten pro PS_e nach 7	1 383,2		1 004,7		736,7	
II. Dampfreserve.						
9. Kosten der vollständigen maschinellen Anlage einschliesslich Reserve		52 675		126 438		315 000
10. Kosten des Grunderwerbs zu 9		6 000		9 850		16 000
11. Kosten des baulichen Teiles mit Reserve zu 9		19 800		33 300		59 000
12. Kosten der elektrischen Ausrüstung der Dampfreserve einschl. aller Nebenapparate a) ohne Transformatoren	2 . 100 . 95 =	19 000	2 . 300 . 75 =	45 000	—	
b) mit Transformatoren	—		—		2 . 1000 . 66,75 =	133 500
13. Gesamtkosten der Wasserkraftanlage einschl. Dampfreserve		374 125		817 388		1 996 950
14. Gesamtanlagekosten pro PS_e der ständig verfügbaren Kraft in Wasser und Dampf	1 870,6		1 362,3		998,5	

B. Betriebskosten.			
I. Wasserkraftanlage.			
15. Es werden jährlich geleistet a) an den Wellen der Turbinen in PS_e-Stunden	(270 . 24 . 200 + 90 . 24 . 100) = 1512000	(270 . 24 . 600 + 90 . 24 . 300) = 4536000	(270 . 24 . 2000 + 90 . 24 . 1000) = 15120000
16. b) am Ende der Fernleitung, bei Spalte 2 und 3 oder an den sekundären Klemmen der Transformatoren bei Spalte 4 1. in PS_e-Stunden 2. in KW-Stunden	1512000 0,90 . 0.95 = 1292760 1292760 . 0,736 = 951471	4536000 . 0,90 . 0.945 = 3857868 3857868 . 0,736 = 2839391	15120000 . 0 88 . 0,894 = 11895206 * 11895206 . 0,736 = 8754872
II. Dampfreserve.			
17. Es werden jährlich geleistet c) an den Wellen der Dampfmaschine in PS_e-Stunden	90 . 24 . 100 = 216000	90 . 24 . 300 = 648 000	90 . 24 . 1000 = 2160000
18. d) an dem Schaltbrett der Dampfzentrale 1. in PS_e-Stunden 2. in Kw-Stunden	216000 . 0 90 = 194400 194400 . 0,736 = 143078	648 000 . 0,90 = 583 200 583 200 . 0,736 = 429 235	216 000 . 0,90 = 1 944 000 1 944 000 . 0,736 = 1 430784
19. Es werden jährlich geleistet durch Wasser und Dampf zusammen nach 16 und 18 1. in PS_e-Stunden 2. in KW-Stunden	1 487 160 1 094 549	4 441 068 3 268 626	13 839 206 10 185 656
20. Die jährlichen Betriebskosten der Wasserkraftanlage betragen in Mk. (Kosten der Einheit nach Nr. 24 Tabelle XII)	1 292 760 × 0,0280 = 36 197,2	3857868 × 0,0172 = 66 355,3	11 895 200 × 0,0121 = 143 931,9
21. Die jährliche Betriebskosten der Dampfreserve (Kosten der Einheit als ungefähre Mittelwerte der Tabelle XXIV und XXV nach Spalten 3, $\frac{4+5}{2}$ und 11 bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von Mk. 1,00 / „ 1,50 / „ 2,00 / „ 2,50	194 400 × 0.0947 = 18 409,6 194 400 × 0.1097 = 21 325,6 194 400 × 0.1141 = 22 181,0 194 400 × 0,1236 = 24 027.7	583 200 × 0,0638 = 37 208,1 583 200 × 0,0762 = 44 439,8 583 200 × 0,0832 = 48 522,2 583 200 × 0,0907 = 52 896,2	1 944 000 × 0,0486 = 94 478,4 1 944 000 × 0,0536 = 104 198,4 1 944 000 × 0,0585 = 113 724 0 1 944 000 × 0,0634 = 123 249,6
22. Gesamt-Betriebskosten pro PS_e-Stunde nach 19. 1. bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von Mk. 1,00 / „ 1,50 / „ 2,00 / „ 2,50	3,67 3,86 3,92 4,00	2,33 2,49 2,58 2,68	1,72 1,78 1,86 1,93
23. Gesamt-Betriebskosten pro KW-Stunde nach 19. 2 bei einem Kohlenpreise pro 100 kg von Mk. 1,00 / „ 1,50 / „ 2,00 / „ 2,50	4.98 5,25 5,33 5,50	3,16 3,38 3,51 3,64	2,34 2,43 2,52 2,62

* Nach Abzug der Verluste in den Transformotoren.

4. Betriebskosten von Wasserkraftanlagen mit Reserve in Wärmekraft-Maschinen.

In mehr als der Hälfte aller Fälle wird, genügender Kraftbedarf vorausgesetzt, eim Ausbau von Wasserkräften eine Reserve in Wärmekraft vorzusehen sein, um die wirtschaftlich vorteilhafteste Ausnützung der schwankenden Wasserzuflüsse zu ermöglichen. Wie sich aus der Statistik der deutschen Elektrizitätswerke (vergl. S. 18) ergibt, hatten nach dem Stande vom 1. April 1905 125 Elektrizitätswerke reine Wasserkraftanlagen und 237 Anlagen gemischten Betrieb mit Wasser und Dampf oder Wasser und Gas.

Welche Leistung einer schwankenden Wasserkraft man durch eine Reserve in Wärmekraft zu einer ständigen ergänzen soll, kann in einem bestimmten Falle nur eine Vergleichsrechnung ergeben. Man wird aber für den Anfang meistens nicht weiter gehen, als eine Ergänzung der Wasserkraft etwa auf die neunmonatliche Leistung des Durchschnittsjahres vorzusehen; es genügt vielmehr durch entsprechenden Grunderwerb eine spätere Vergrösserung vorzubereiten. Die Entwickelung des Konsums, die erzielbaren Preise pro Krafteinheit und die genaue Kenntnis der Betriebskosten geben später sichere Fingerzeige für die Grenze, bis zu welcher es sich noch lohnt, die Wasserkraft durch Wärmekraft zu ergänzen.

Alle für die Berechnung der Betriebskosten von Wasserkraftanlagen mit Dampfreserven erforderlichen Unterlagen sind in den Abschnitten 1—3 dieses §. soweit es. im Rahmen dieses Bandes möglich war, gegeben. Um aber einige Zahlenbeispiele vor Augen zu führen, sind die vorstehenden Tabellen XXX und XXXI zusammengestellt, welche einer besonderen Erläuterung nicht bedürfen. Hervorgehoben sei nur, dass bei der 200pferdigen Wasserkraft eine Fernleitung von 5 km, bei der 600pferdigen von 10 km und bei der 2000pferdigen Wasserkraft eine Fernleitung von 20 km angenommen wurde, während die Dampfreserven im Schwerpunkte des Konsumgebietes selbst aufgestellt gedacht sind.

Wenn man die Betriebskosten pro PS_e-Stunde für den 3600stündigen Betrieb aus der Tabelle XXX mit den Betriebskosten für einen 3000stündigen Betrieb einer reinen Dampfanlage (siehe Tabelle XXV) vergleicht, so erkennt man, dass bei einem Kohlenpreise von Mk. 1,— pro 100 kg die reine Dampfkraft bei der 200- und 2000pferdigen Anlage billiger, bei der 600pferdigen unter Berücksichtigung der Reduktion auf 3600 Stunden ungefähr ebenso billig wird, als die Wasserkraft mit Dampfreserve. Dass die 600pferdige Anlage bei der Wasserkraft ein etwas anderes Bild zeigt, als die beiden anderen Beispiele liegt an der immerhin zufälligen Wahl der Einzelpreise für die Anlagekosten, wie denn überhaupt die Resultate dieses Vergleichs keine allgemeine Gültigkeit haben können, sondern nur für die in den Beispielen zugrunde gelegten Anlagekosten der Wasserkräfte zutreffen. Werden diese kleiner, so muss sich der Vergleich zugunsten der Wasserkräfte verschieben. Bei allen höheren Kohlenpreisen als Mk. 1,— pro 100 kg werden bei unserem Vergleich die Betriebskosten der Wasserkraftanlage mit Dampfreserve bei 3600stündigem Betriebe kleiner als die Betriebskosten der reinen Dampfanlagen. auch wenn diese im Konsumgebiet selbst errichtet werden kann, so dass die Fernleitung fortfällt. Dieses Bild würde sich zuungunsten der Wasserkraftanlagen bei Beschränkung der Betriebsdauer verschieben müssen, weil die indirekten Betriebskosten bei Wasserkraftanlagen eine grössere Rolle spielen, als bei den Dampfanlagen. Ausgenommen ist natürlich der Fall, dass die Anlagekosten der Wasserkraftanlage pro Einheit gleich oder billiger ausfallen, als diejenigen der Dampfanlage. In einem solchen Falle ist selbstverständlich eine Vergleichsrechnung unnötig, da die Wasserkraft mit Rücksicht auf die Ersparnis an Brenn- und Schmiermaterial unbedingt vorteilhafter sein muss.

Weiter würde sich ein Vergleich zwischen einer Wasserkraft mit Dampfreserve und einer reinen Dampfkraft erheblich zu ungunsten der Wasserkraft verschieben, wenn man die Reserve nicht als Ergänzung der ständigen Kraft auf die neunmonatliche, sondern als Ergänzung der ständigen z. B. auf die sechsmonatliche Kraft des Durchschnittsjahres annehmen und betreiben wollte. In diesem Falle würde die Dampfreserve nicht allein grösser, also teurer werden müssen, sondern sie würde auch anstatt an 90 Tagen, etwa an 180 Tagen mitzulaufen haben.

Aus einem Vergleiche der Betriebskosten der Tabelle XXXI (8640-stündigen Betrieb von Wasserkraftanlagen mit Dampfreserve) mit den Zahlen der Tabelle XXVI (7200 stündigen Betrieb von reinen Dampfanlagen) ist zu entnehmen, dass der Betrieb der Wasserkraft mit Dampfreserve bei allen Kohlenpreisen erheblich günstiger wird, auch wenn man die Betriebskosten der Tabelle XXVI, um sie auf 8640 stündigen Betrieb zu reduzieren, um ca. 10 % kürzt.

Die Betriebskosten pro PS_e-Stunde einer Wasserkraftanlage mit Dampfreserve nehmen bei 8640 stündigen Betriebe verglichen mit dem 3600 stündigem, — einen Kohlenpreis von Mk. 2 für 100 kg vorausgesetzt — ab, bei einer Anlage von:

200 PS_e	von 6,61 Pf.	auf 3,92 Pf.	d. h.	um	42,2 %
600 „	„ 4,47 „	„ 2,58 „	„ „	„	42,3 %
2000 „	„ 3,28 „	„ 1,86 „	„ „	„	43,3 %

Damit wird bestätigt, was schon mehrfach hervorgehoben wurde, dass bei der Bewertung von Wasserkraftanlagen die Betriebsdauer, während welcher dieselben Verwendung finden können, von ganz besonderer Bedeutung ist.

5. Die Feststellung des Kraftbedarfes und die Rentabilitätsberechnung.

a) Die Feststellung des Kraftbedarfs.

Sowohl für die Aufstellung des Projektes, des Kostenanschlages und der Betriebskostenberechnungen einerseits, als auch für die Bestimmung der Einnahmen andererseits ist es nötig, den Kraftbedarf, welcher im Konsumgebiet einer Wasserkraftanlage voraussichtlich vorhanden und zu entwickeln sein wird, mit erreichbarer Genauigkeit festzustellen.

Soll die Wasserkraft einem oder mehreren bestimmten, gewerblichen oder industriellen Unternehmen dienen, oder soll sie für den Betrieb einer Bahnanlage verwendet werden, so wird es meistens nicht schwer halten, den Kraftbedarf mit ziemlicher Genauigkeit im voraus zu ermitteln. Im ersteren Falle ist der Bedarf aus der Erfahrung zahlenmässig bekannt und sein zukünftiges Anwachsen lässt sich meistens mit hinreichender Genauigkeit für absehbare Zeit schätzen. Für ein bestehendes Bahnunternehmen kann man aus den Betriebsziffern selbst den Kraftbedarf rechnerisch ermitteln und auch, unter Berücksichtigung der etwa im Programm liegenden Umgestaltung des Betriebes und des auf Erfahrungszahlen beruhenden Verkehrzuwachses, den zukünftigen Gesamtkraftbedarf für absehbare Zeit feststellen. Das gleiche gilt sinngemäss für neue Bahnanlagen.

Auch für die Feststellung der zeitlichen Verteilung des Jahresbedarfes auf die einzelnen Jahreszeiten und Tagesstunden sind in solchen Fällen die Unterlagen unschwer zu erzielen, so dass danach durch Vergleichsrechnungen das wirtschaftlich beste Programm für das Bauprojekt gefunden und der Kostenanschlag und die Betriebskostenberechnung

aufgestellt werden können. Auch die erzielbaren Verkaufspreise für die Kraftleistung, sei es pro PS_e-Stunde oder KW-Stunde, sei es pauschaliter pro PS_e oder KW und Jahr, lassen sich in solchen Fällen verhältnismässig leicht ermitteln, da es sich nur um Vereinbarungen mit wenig Personen handelt.

Ungleich schwieriger wird aber die Aufgabe, wenn es sich um die Feststellung des Kraftbedarfes einer öffentlichen Kraftverteilung handelt, denn es sind halbwegs genaue und verbindliche Angaben von den zukünftigen Konsumenten, schwer zu erlangen. Überdies kann man mit Anfragen an die voraussichtlichen Konsumenten erst herantreten, wenn das ganze Projekt greifbare Gestalt angenommen hat, d. h. wenn Konzessionen für die Wasserkraftanlage und das Elektrizitätswerk, sowie für das Kraftverteilungsnetz erteilt sind.

Öffentliche Kraftverteilungen mit Wasser als Kraftquelle werden nach dem heutigen Stande der Technik fast nur noch in Form von elektrischer Energie ausgeführt, weil sich diese Form allen anderen als durchaus überlegen herausgestellt hat.

Die besten Unterlagen für die Ermittlung des Kraftbedarfes bieten daher die Statistiken der bestehenden Elektrizitätswerke [32]. Die statistischen Angaben der Vereinigung der deutschen Elektrizitätswerke sind zurzeit vergleichsweise die vollkommensten. Der Ingenieur wird in einem bestimmten Falle, nach in Augenscheinnahme des Gebietes, welches für die Kraftverteilung in Frage kommt und nach Sammlung des erhältlichen Zahlenmaterials an Ort und Stelle zu beurteilen in der Lage sein, welche Verhältnisse bestehender und in der Statistik enthaltener Elektrizitätswerke sich am besten auf seinen Fall anwenden lassen. Bestimmte Regeln lassen sich hierfür nicht aufstellen, sondern es können nur Erfahrung und richtiges Augenmass zutreffende Schätzungen gewährleisten. Alle Statistiken lehren, dass der Bedarf sowohl für Licht, als auch für Kraft ständig steigt und zwar nicht allein im Verhältnis zu der Vermehrung der Bevölkerung, sondern es steigt der Bedarf pro Kopf der Bevölkerung. Man hat die Erfahrung gemacht, dass bei Errichtung von Elektrizitätswerken in Ortschaften mit Gasanstalten die Gasabgabe sowohl für Beleuchtung, als für motorische Zwecke der Gasanstalten entweder gar nicht, oder nur vorübergehend einen Stillstand oder einen kleinen Rückgang gezeigt hat, dann aber wieder in gleichem oder stärkerem Tempo, wie vor Errichtung des Elektrizitätswerkes gewachsen ist [33]. Allerdings

---

[32]) In Deutschland wird von der Vereinigung der Elektrizitätswerke jährlich eine Statistik herausgegeben. Dieselbe ist zu beziehen von dem Vorsitzenden der Kommission für Statistik Direktor C. Döpke, Dortmund. Ausserdem wird in der Elektrotechnischen Zeitschrift jährlich eine Zusammenstellung der Elektrizitätswerke mit ausführlichen Angaben über Einzelheiten mitgeteilt.

In der Schweiz erscheint jährlich eine Statistik über Starkstromanlagen des Verbandes Schweizerischer Elektrizitätswerke und des Schweizerischen elektrotechnischen Vereins.

In Italien gibt das Ministerium für Landwirtschaft, Industrie und Handel die „Notizie Statistiche sugli Impianti Ellettrici Esistenti in Italia etc." heraus.

Für England erscheinen jährlich in „The Electrical Review" und in dem „Electrician Handbook" ähnliche Zusammenstellungen der Elektrizitätswerke.

In Nordamerika gibt das Statistische Amt des Landes eine Statistik über Elektrizitätswerke für Licht- und Kraftzwecke der Vereinigten Staaten heraus, aus welcher die Hauptziffern in der „Electrical World and Engineer" veröffentlicht werden (vergl. Fussnote 18, S. 14).

[33]) Fritz Hoppe teilt in seinem Buche „Was lehren die Statistiken der Elektrizitätswerke für das Projektieren und die Betriebsführung von elektrischen Zentralen" aus einem von ihm erstattetem Gutachten für eine mit Gasanstalt versehene Stadt mit 17000 Einwohnern folgenden Auszug wörtlich mit:

„An dieser Stelle dürfte es vielleicht am Platze sein, die Frage zu erörtern, ob die Errichtung „des Elektrizitätswerkes einen ungünstigen Einfluss auf die Rentabilität der Gasanstalt haben kann.

wird sich bei Verteilung elektrischer Energie in Ortschaften mit Gasanstalten die Konkurrenz immerhin in den Anschlussziffern bemerkbar machen.

„In dieser Beziehung sei zunächst auf die Verhandlungen hingewiesen, welche im Jahre 1898 in Danzig „geführt wurden, als die Frage der Vergrösserung des dortigen Gaswerkes erörtert wurde. Die Verhand„lungen sind in dem „Journal für Gasbeleuchtung" s. Z. veröffentlicht. Der Magistrat von Danzig hat „sich an 16 deutsche Städte mit der Bitte um Auskunft darüber gewendet, welchen Einfluss die Er„richtung eines Elektrizitätswerkes auf den Gaskonsum gehabt hat. In diesem Falle handelt es sich „selbstverständlich um Städte in der Grössenordnung von Danzig (ca. 140000 Einwohner), doch ist das „Ergebnis derselben auch für den vorliegenden Fall äusserst interessant.

„In sechs Städten (Nürnberg, Strassburg, Lübeck, Chemnitz, Barmen, Cassel) ist ein nachteiliger „Einfluss der Einführung elektrischer Beleuchtung nicht zu bemerken.

„In vier Städten (Düsseldorf, Bremen, Zwickau, Gera) hat sich in den ersten ein bis zwei Jahren „nach Einführung der elektrischen Beleuchtung ein meist nur geringer Rückgang des Gaskonsums ge„zeigt, dann aber ist ein um so grösserer Aufschwung des Gaskonsums eingetreten. Bei diesen Städten „haben zum Teil andere Ursachen, wie die Einführung der Sonntagsruhe und der Normalzeit auf den „anfänglichen Rückgang des Gaskonsums eingewirkt.

„In weiteren vier Städten (Stettin, Königsberg, Elberfeld und Altona) hat sich teils unmittel„bar nach Einführung des elektrischen Lichtes, teils erst längere Zeit nachher, ein Stillstand im Gas„konsum gezeigt, der längere Zeit angehalten hat und wenigstens zum Teil auf die Konkurrenz des „elektrischen Lichtes zurückzuführen ist, wenngleich auch noch andere Ursachen in erheblicher Weise „mitgewirkt haben. So hat z. B. der Magistrat von Stettin, wo sich zuerst eine starke Zunahme des „Gasverbrauchs trotz der Eröffnung des Elektrizitätswerkes, dann aber ein vierjährlicher Stillstand und „schliesslich wieder eine starke Zunahme des Gaskonsumes herausgestellt hat, erklärt, dass das elek„trische Licht zwar nicht ohne nachteiligen Einfluss gewesen sei, dass jedoch sämtliche ungünstigen „Momente, die Sonntagsruhe, die Einführung des Gasglühlichtes und die wirtschaftlich ungünstige Lage „zusammengewirkt haben.

„Es verbleiben dann zwei Städte als die ungünstigsten. Zunächst Aachen, wo bald nach Er„öffnung des Elektrizitätswerkes ein Rückgang des Gaskonsums um 10% in 2 Jahren eingetreten ist. „Auch hier fällt jedoch der Rückgang in die allgemein ungünstige Zeit und auch hier erfolgte ein nicht „unbedeutender Aufschwung. Sodann Stuttgart, wo gleich nach Eröffnung des Elektrizitätswerkes in „zwei Jahren ein Rückgang von zunächst 13% eingetreten ist. Dieser Rückgang wird als hauptsäch„lich durch das elektrische Licht bewirkt anzusehen sein.

„Von den befragten 16 Städten hat also nur in einer einzigen ein sehr erheblicher durch nichts „anderes zu erklärender Rückgang stattgefunden. Dagegen ist in 6 Städten kein wahrnehmbarer, in „4 Städten nur ein vorübergehender Einfluss des elektrischen Lichtes festgestellt worden.

„Um nun die Verhältnisse auch für eine Stadt von ca. 17000 Einwohnern zu betrachten, wurden „nach der Statistik der Gaswerke die gesamten jährlichen Gasproduktionen, die Verteilung derselben „auf Privatabnehmer, ferner der Verbrauch zum Heizen und Kochen und der Verbrauch für Kraft„maschinen für folgende Städte zusammengestellt:

„Freiberg i. Sa. † (30176), Geestemünde † (17500), Göttingen † (30500), Graudenz † (32000), „Hamm (31000), Hanau † (31889), Heidelberg † (40000), Mühlhausen † (34000), Neumünster † (27000), „Schmölln † (10500), Stargard † (26856), Thorn † (30000), Altenburg (37000), Cannstadt (25500), Eisenach „(31390), Esslingen (23000), Flensburg (45500), Gaarden b. Kiel (24500), Greiz i. V. (23000), St. Johann „(22000), Meerane (24000), Ölsnitz (14985), Pforzheim (49653), Solingen (46000), Stolp (27000), Stral„sund (31000), Tilsit (34500), Weimar (29600).

„Die Zusammenstellung lässt erkennen, dass das jährliche Produktionsquantum ausser bei den „Städten Stargard und Thorn ständig zugenommen hat, dass aber auch die Produktionsverminderung „bei diesen Städten nicht auf eine Verminderung des Privatkonsums zurückzuführen ist. In Heidel„berg, Kaiserslautern, Pforzheim und Weimar ist allerdings der Privatkonsum im Jahre 1900 gegenüber „1899 heruntergegangen, was vielleicht auf die Einflüsse des Elektrizitätswerkes zurückzuführen ist. „Bei den mit einem Kreuz bezeichneten Städten fällt die Eröffnung des Elektrizitätswerkes in die in „der Tabelle berücksichtigten Betriebsjahre. Bei diesen Städten ist ausser bei Thorn und Stargard „keine Verminderung des jährlichen Produktionsquantums eingetreten. Bei sämtlichen Städten ist der „Gaskonsum zu Koch- und Heizzwecken ganz erheblich gestiegen, wogegen die Gasabgabe für Gaskraft„maschinen in Gaarden bei Kiel, Geestemünde, St. Johann, Meerane, Mühlhausen und Ölsnitz herunter„gegangen ist, was selbstverständlich auf die Einflüsse der Elektromotoren zurückgeführt werden muss.

Ein ungemein wichtiger Faktor für die Schätzung des Kraftbedarfes ist der Tarif, den man für die Verteilung elektrischer Energie anzuwenden gedenkt. Nicht selten wird durch eine verfehlte Aufstellung des Tarifs eine gesunde und kräftige Entwickelung des Unternehmens von vornherein unterbunden. Man muss den Tarif zunächst möglichst einfach zu gestalten suchen. Die Preise für motorische Zwecke sind so zu stellen, dass die Konsumenten in der Verwendung elektrischer Energie einen Vorteil erkennen können. Für Beleuchtungszwecke dagegen sind die hygienischen Vorzüge des elektrischen Lichtes und die Bequemlichkeit in der Aus- und Einschaltung erfahrungsgemäss genügender Anreiz, um auch bei recht erheblich höheren Preisen pro H.E. Lichtstärke mit allen anderen künstlichen Lichtquellen in wirksame Konkurrenz zu treten. Näheres über Tarife vergl. Kap. III, 8.

Um an dieser Stelle einen ungefähren Überblick zu bieten, sollen im nachstehenden einige Angaben über **Anschlussziffern** mitgeteilt werden. Fritz Hoppe hat sich der dankenswerten Aufgabe unterzogen, aus der Statistik der Vereinigung der deutschen Elektrizitätswerke Mittelwerte für Anschlussziffern pro 1000 Einwohner, eingeteilt nach Städtekategorien, zusammenzustellen [34]).

Tabelle XXXII.

Mittelwerte für Anschlussziffern.

Einwohnerzahl der Orte	Mittelwerte für die Anzahl angeschlossener 50 Watt Glühlampen, oder deren Äquivalent in anderen Beleuchtungskörpern, bezogen auf 1000 Einwohner				Zahl der angeschlossenen PS_e in Elektromotoren, bezogen auf 1000 Einwohner			
	a		b		a		b	
	Anzahl der Werke	Mittelwert für sämtliche Anlagen ad 2	Anzahl der neueren Werke	Mittelwert für neuere Anlagen ad 4	Anzahl der Werke	Mittelwert für sämtliche Anlagen ad 6	Anzahl der neueren Werke	Mittelwert für neuere Anlagen ad 8
1	2	3	4	5	6	7	8	9
150—1000	23	680	5	384	17	16,4	5	7,9
1000—1500	39	432	9	510	24	11,4	10	10,7
1500—2000	46	473	13	468	35	9,2	13	7,6
2000—2500	49	500	14	520	42	10,7	14	8,1
2500—3000	50	448	12	440	41	10,3	11	4,95
3000—3500	49	450	16	400	42	9,4	17	9,8
3500—4000	45	500	19	494	40	11,1	17	10,4
4000—4500	36	478	12	452	28	9,9	11	5,6
4500—5000	26	406	8	324	25	11,1	7	5,6
5000—5500	22	350	12	330	21	8,81	12	4,92
5500—6000	23	362	6	319	18	8,3	6	6,48
6000—6500	16	386	5	510	15	6,3	3	9,5
6500—7000	13	367	4	404	11	6,0	2	3,5
7000—7500	11	362	2	336	9	6,9	2	5,3
7500—8000	11	376	2	340	8	10,0	1	7,4
8000—10000	19	335	1	235	18	6,9	3	3,75
10000—50000	71	237	31	153	71	8,9	31	7,25

„Das Ergebnis der vorstehenden Betrachtungen zusammengefasst, ergibt, dass aller Voraussicht nach „durch Errichtung eines Elektrizitätswerkes ein wesentlicher Rückgang des Gaskonsums und damit der „Einnahme aus den Gaswerk nicht zu erwarten ist."

[34]) Fritz Hoppe, Was lehren die Statistiken der Elektrizitätswerke für das Projektieren und die Betriebsführung von elektrischen Zentralen. Darmstadt, Leipzig, 1903. S. 99 und 101.

Er hat hierbei Mittelwerte angegeben, welche das Mittel aus allen Angaben darstellen und ausserdem Mittelwerte, bei welchen anormale Werte ausgeschieden sind. In der vorhergehenden Tabelle XXXII sind nur die letzteren erwähnt. In den Spalten a sind die Werte angegeben, welche durchschnittlich im vierten bis fünften Betriebsjahre erreicht sind, in den Spalten b Mittelwerte für neuere Werke im ersten oder zweiten Betriebsjahr.

Die Zahlen der obigen Tabelle sind den Statistiken bis 1901 entnommen. Da aber die Entwickelung des Bedürfnisses für Licht und Kraft nicht zum Stillstand gekommen, sondern fortgeschritten ist, so kann man annehmen, dass die Verhältnisse heute eher günstiger liegen, als umgekehrt.

Um die Leistung in KW aus der Tabelle XXXII zu ermitteln würde man für einen vorliegenden Fall zunächst den Anschluss einer Ortschaft nach Massgabe der Einwohnerzahl in 50 Watt Lampen feststellen und dann diese Zahl mit 20 zu dividieren haben. Um aus den Pferdestärken die KW zu ermitteln, wäre die Multiplikation mit 0,736 erforderlich, weil in der Tabelle bereits elektrische PS_e gemeint sind. Zusammengefasst würden sich aus der Tabelle XXXII folgende Anschlussziffern in KW pro 1000 Einwohner ergeben:

Tabelle XXXIII.

Mittlere Anschlusswerte in KW pro 1000 Einwohner.

Einwohnerzahl	für Beleuchtung		für Motorenanschluss		im ganzen	
	Mittelwert aus sämtlichen Angaben a	Mittelwert für neuere Werke b	Mittelwert aus sämtlichen Angaben a	Mittelwert für neuere Werke b	Mittelwert aus sämtlichen Angaben a	Mittelwert für neuere Werke b
1	2	3	4	5	6	7
1500— 5000	23,9	22,5	10,6 . 0,736 = 7,8	7,50 . 0,736 = 5,5	31,7	28,0
5000—10000	18,1	17,8	7,6 . 0,736 = 5,6	6,30 . 0,736 = 4,8	23,7	22,6
10000—50000 [35])	11,9	7,7	8,9 . 0,736 = 6,6	7,25 . 0,736 = 5,3	18,5	13,0

Da Städte mit Gasanstalten sich bezüglich der Anschlussziffern immerhin anders verhalten, als solche ohne Gasanstalten ist von Hoppe noch eine vergleichende Zusammenstellung gemacht für Städte mit und ohne Gasanstalten.

Er ermittelt, dass von 25 Städten mit 10 bis 20000 Einwohnern ohne Gasanstalten nach durchschnittlich $5^1/_2$ jährigem Betriebe angeschlossen waren pro 1000 Einwohner:

284 Glühlampen von 50 Watt und 9,5 PS_e in Motoren d. h. zusammen 22,2 KW

und stellt demgegenüber 11 Städte von 10 - 30000 Einwohnern, mit Gasanstalten bei welchen nach im Durchschnitt 5jährigem Betriebe die Anschlussziffern pro 1000 Einwohner betrugen:

207 Glühlampen von 50 Watt und 6,75 PS_e in Motoren, d. h. zusammen 18,32 KW.

Um ferner zu zeigen, wie die Entwickelung von Elektrizitätswerken in Städten mit Gasanstalten ungefähr von Jahr zu Jahr vor sich geht, teilt er dann noch mit, dass betragen haben:

[35]) Für Ortschaften von 50—150000 Einwohner, welche heute aber wohl schon fast ausnahmslos mit Elektrizität versorgt sind, ergibt die Statistik ungefähr dieselben Anschlussziffern, wie diejenigen der dritten Reihe.

in 4 Städten mit 11—33400 Einwohnern der Anschlusswert pro 1000 Einwohnern allein für Licht

im ersten Jahre	2,85 KW	im dritten Jahre	6,9 KW
im zweiten Jahre	5,6 KW	im vierten Jahre	8,0 KW,

dagegen in 5 Städten mit 27300—40200 Einwohnern und ganz neu angelegten Elektrizitätswerken der Anschluss für Beleuchtung pro 1000 Einwohner

im ersten Jahre 1900/1901 6,5 KW
im zweiten Jahre 1901/1902 9,7 KW,

woraus er den Schluss zieht, das bei neueren Anlagen, wie das übrigens auch die Tabelle XXXIII zeigt, schon im ersten Betriebsjahre mit Rücksicht auf das allgemein gesteigerte Bedürfnis nach Licht höhere Ziffern eingesetzt werden können, als sie bei älteren Anlagen für die ersten Betriebsjahre nachgewiesen sind.

Über Anschlussziffern in Ortschaften auf dem „platten Lande" hat Dr. Robert Haas in der Elektrotechnischen Zeitschrift 1902 Heft 35 interessante Mitteilungen gemacht und zwar auf Grund von Beobachtungen in 35 Landgemeinden, welche an das Strassenbahnnetz der Hannoverschen Strassenbahn angeschlossen sind. Es handelt sich um 35 Ortschaften mit zusammen 37547 Seelen, darunter 3 Landstädte zwischen 2000 und 4000 Einwohnern und ein Flecken mit 4500 Einwohnern. In den betrachteten Ortschaften lebt eine ganz vorwiegend Ackerbau treibende Bevölkerung. Bei dem Anschluss für Beleuchtung entfielen nach den ersten zwei Betriebsjahren etwa 500 Lampen auf 1000 Einwohner; unter diesen waren aber sehr viel von nur 5 HK, so dass sich pro installierte Lampe eine durchschnittliche Helligkeit von 12 HK ergaben. Danach hat sich also ein Anschlussäquivalent in Beleuchtung nach den ersten zwei Betriebsjahren von etwa 20 KW pro 1000 Einwohner ergeben. Für motorischen Anschluss ergab sich in der gleichen Zeit ein Äquivalent von 67 elektrischen PS_e pro 1000 Einwohner, d. h. etwa neunmal soviel als nach Spalte 5 der Tabelle XXXIII. Von diesem Anschluss entfielen 77% auf Anschliesser, welche sich mit Landwirtschaft im Hauptbetriebe beschäftigen[36]).

---

[36]) Robert Haas führt in seinem Vortrage, welcher in der Elektrotechnischen Zeitschrift 1902 Heft 35 abgedruckt ist, wörtlich folgendes aus:

„Der Schwerpunkt der Kraftabgabe lag im landwirtschaftlichen Betriebe, denn er hatte fast 80% aller Pferdestärken absorbiert.

„An dieser Stelle möchte ich darauf hinweisen, dass es möglich ist, die Einnahme an Strom aus der Landwirtschaft im voraus zu berechnen. Dies kann etwa auf folgende Weise geschehen:

„Der Hektar bringt etwa 30 bis 50 Ztr. Korn (als Mittel aus Roggen, Weizen, Gerste und Hafer gerechnet). Man kann daher für mittleren Boden und mittlere Ernten 40 Ztr. ausgedroschenes Getreide auf den Hektar rechnen. Dieses Getreide wird auf den grösseren Höfen, wo sich dazu Gelegenheit bietet, elektrisch ausgedroschen werden. Das Ausdreschen eines Zentners Korn erfordert etwa ½ KW-Std. an Strom, mithin bringt jeder mit Getreide bewachsener Hektar einen Stromverbrauch von

$$40 \times {}^1/_2 = 20 \text{ KW-Std.}$$

„Da die landwirtschaftlichen Nebenbeschäftigungen des Elektromotors wie Schroten, Pumpen, Häckselschneiden usw. nach einer Schätzung, die aus einigen landwirtschaftlichen Betrieben erzielt wurde, etwa 15—20% des Stromverbrauches beim Dreschen brauchen, so ist pro mit Getreide bewachsenen Hektar etwa

$$20 \times 1{,}2 = 24 \text{ KW-Std.}$$

im Jahre an Strom im Maximum zu erwarten.

„Vergleichende Berechnungen lassen erkennen, dass der Elektromotor bei 25 Pfg. Strompreis pro Kilowattstunde noch eben mit der Lokomobile beim Dreschen konkurrieren kann. Man kann daher annehmen, dass ein Strompreis von 20 Pfg. pro Kilowattstunde durchaus angemessen ist. Da nach obigem ein Hektar im Mittel jährlich für 24 KW-Std. Strom Arbeit gibt, so bringt der mit Getreide bewachsene Hektar bei 20 Pfg. Strompreis etwa 5 Mk. an Stromeinnahme ein.

Es scheint auf den ersten Blick nach diesen Zahlen die Aussicht auf Energieabgabe auf dem platten Lande recht günstig zu liegen, doch ist, wie später gezeigt wird, zu beachten, dass die Benutzungsdauer erheblich hinter dem Durchschnitt bei mehr städtischen Anlagen zurückbleibt, was auf die Rentabilität ungünstig einwirkt.

Hat man auf Grund der obigen oder ähnlicher Unterlagen den Kraftbedarf für die ersten zwei Betriebsjahre bei der Verteilung im kleinen eingeschätzt, so darf man im Durchschnitt für die folgenden beiden Betriebsjahre auf eine Zunahme des Anschlusses um etwa je 25 % rechnen, und man kann für die weiteren etwa 10—15 Jahre im Durchschnitt alsdann eine weitere Steigerung von etwa 3 bis 5 % für die Rentabilität einstellen. Das entspricht durchschnittlichen Ergebnissen. Im Einzelfalle kann es durchaus berechtigt sein, wenn Beispiele ausgeführter Anlagen, welche auf die Verhältnisse des vorliegenden Falls zutreffen, dafür sprechen, für den jährlichen Zuwachs erheblich höhere Zahlen zugrunde zu legen.

Wenn es sich erweist, dass zur Befriedigung desjenigen Energiebedarfs, welcher sich aus der vorgenommenen Schätzung der Anschlusswerte bei der Verteilung im kleinen ergibt, die durch die Wasserkraft erzielbare Gesamtenergie nur zum Teil Verwendung finden kann, so würde es in manchen Fällen doch verfehlt sein, die baulichen Anlagen für die Wasserfassung und Wasserführung nur für diesen ermittelten Bedarf einzurichten, es sei denn, dass eine Erweiterung jederzeit leicht und schnell möglich ist, ein Fall, welcher zwar häufig für die Druckrohranlagen und das Krafthaus, selten aber für das Wehr und den Werkkanal zutreffen dürfte. Wenn die in dem Konsumgebiet einer Wasserkraftanlage liegenden Ortschaften durch Eisenbahnverbindungen und durch Schiffahrt gut an den grossen Verkehr angeschlossen sind, so darf man darauf rechnen, für die durch den Verkauf im kleinen nicht verwendete Kraft auch noch Abnehmer zu finden, vorausgesetzt, dass sie billig genug zur Verfügung gestellt werden kann. Als Massstab für den erzielbaren Preis pro Einheit gelten diejenigen Kosten, zu denen sich die PS_e-Stunde durch Wärmekraftmaschinen herstellen lässt, und es versteht sich von selbst, dass man, um eine Anziehungskraft auf neue Gewerbe und Industrien auszuüben, in der Lage sein muss, solche Einheitspreise erheblich zu unterbieten. Man darf hierbei allerdings nicht allein die Verhältnisse des engeren Konsumgebietes berücksichtigen, wo vielleicht die Brennstoffe durch einen langen Transport verteuert werden, sondern man muss vielmehr die Produktionsbedingungen eines weiteren Umkreises, vielleicht einer ganzen Provinz, oder auch eines ganzen Staates, und, wenn es sich um sehr grosse Wasserkräfte handelt, auch diejenigen der Nachbarstaaten in Rücksicht ziehen. Es gibt eine ganze Reihe von Industrien, wie in § 1 Seite 22 und 23 bereits erwähnt wurde, welche überhaupt nur mit Erfolg betrieben werden können, wenn die erforderliche Kraft zu Bruchteilen derjenigen Kosten pro PS_e-Stunde zur Verfügung gestellt werden kann, zu welchen sich die Kraft mit Wärmemaschinen erzeugen lässt. Bestimmte, allgemein gültige Ziffern lassen sich hierfür nicht angeben, sondern nur von Fall zu Fall ermitteln. Bei der Beschreibung ausgeführter Anlagen im Kap. II werden für einzelne Beispiele auch Anschlussziffern mitgeteilt werden, sodass gegebenenfalls hieraus Schlüsse für ein neues Projekt gezogen werden können.

Ist die Schätzung des gesamten zu erwartenden Anschlusses durchgeführt, so handelt es sich weiter darum, die grösste gleichzeitige Belastung und die Benutzungsdauer für die Anschlusswerte zu bestimmen.

„Da das deutsche Reich etwa 14 Mill. Hektar mit Getreide bewachsenen Boden hat, so würde dies für den Fall, dass alles Getreide elektrisch gedroschen werden würde, allein 70 Mill. Mk. Stromeinnahmen ergeben."

Die **grösste gleichzeitige Belastung**, nach welcher die Grösse der zu beschaffenden Maschinen und der zugehörigen Betriebseinrichtungen zu bestimmen ist, wird meistens in vH. des Anschlusswertes ausgedrückt. In der Regel wird man die Wasserführung und Wasserfassung, abgesehen von den Druckrohren, von vornherein so einrichten, dass sie für absehbare Zeit ausreichen. Dagegen kann es zweckmässig sein, die Druckrohranlagen, das Krafthaus und die Fernleitung für den ersten Ausbau nur soweit vorzusehen, dass sie etwa für den Bedarf der ersten 4 bis 5 Betriebsjahre ausreichen. Selbstverständlich muss bei der Projektaufstellung für die Erweiterungsmöglichkeit ohne Betriebsstörung Vorsorge getroffen werden. Das Gleiche gilt für die Reserveanlagen in Wärmekraftmaschinen, welche sich etwa nach Massgabe des ermittelten Kraftbedarfes als notwendig herausstellen.

Bezüglich des grössten gleichzeitigen Bedarfs hat Hoppe folgendes mitgeteilt:

Es betrug die gleichzeitige Höchstbelastung bei Städten bis zu 10000 Einwohnern im Mittel aus 16 Angaben 35 % des Gesamtanschlusswertes, schwankend zwischen 20,7 und 61 %.

Bei Städten von 10—50000 Einwohnern im Mittel aus 15 Angaben 31 %, schwankend zwischen 22 und 49,4 % und in Städten von 50000 bis 100000 Einwohnern im Mittel 36,8 %.

Da die Verwendung dieser Mittelwerte immerhin misslich wäre, sofern man dieselben nicht durch Vergleiche mit bestimmten, für die projektierte Anlage in besonderem Masse passenden Beispielen bestätigt findet, so wird man für die Beschaffung der Maschinen und der zugehörigen Betriebseinrichtungen, doch meistens 40 bis 60 % des Anschlusswertes für Beleuchtung und 30 bis 50 % des Anschlusswertes für kleine Motoren als grösste gleichzeitige Belastung zugrunde zu legen haben. Hierbei ist vorausgesetzt, dass der Verkauf von Energie im wesentlichen nach Zählertarifen erfolgt, wobei der Konsument an der möglichst sparsamen Benutzung der bei ihm installierten Lampen und Motoren direkt interessiert ist. Handelt es sich um ein Kraftwerk, für welches ein Pauschaltarif als vorherrschend angenommen werden soll, so hat man auf einen grössten gleichzeitigen Konsum von 60 bis 80 % vom Anschlusswert für Beleuchtung und von 80 bis 90 % für Motoren etc. zu rechnen. Hieraus ergibt sich dann die höchste gleichzeitige Belastung des Gesamtanschlusses, nachdem festgestellt ist, ob und inwieweit der grösste Licht- mit dem grössten Kraftkonsum zusammenfallen kann.

Grossabnehmer in Motoren und Licht werden häufig den Pauschaltarif vorziehen, und es ist deshalb in solchem Falle zweckmässig, wenn man den grössten gleichzeitigen Bedarf für die Grossabnehmer gesondert berechnet. Das gleiche gilt besonders für die öffentlichen Beleuchtungsanlagen, für welche meistens Brennstundentabellen aufzustellen sind, nach welchen der grösste gleichzeitige Konsum berechnet werden kann[37]).

Eine wichtige Tatsache welche sich aus den oben gegebenen Ziffern ergibt, sei hier besonders hervorgehoben. Man kann nämlich in allen Fällen, sei es, dass die Kraft nach Zählertarifen oder Pauschaltarifen verkauft wird, mehr Kraft verkaufen, als man mit der Kraftanlage **an den Konsumstellen maximal gleichzeitig zu liefern vermag**, weil die maximale Benutzung aller Anschlussobjekte niemals gleichzeitig stattfindet. Da man aber häufig Verwechselungen begegnet, so sei nochmals auf die fettgedruckten Worte besonders hingewiesen. Wie

[37]) Fritz Hoppe gibt in seinem Buche: „Projektierung von Elektrizitätswerken" 10. Band des Repetitoriums der Elektrotechnik, herausgegeben von Alex Königswerter, Hannover 1906, S. 31 folgende Tabelle:

auf Seite 335 gezeigt wird, kann in Fällen, wo die maximal gleichzeitig bei den Konsumenten abzugebende Energiemenge z. B. auf 60% und mehr des Gesamtanschlusswertes anzunehmen ist, die im Krafthause **maximal gleichzeitig zu erzeugende Energiemenge** infolge der Energieverluste in Leitungen und Maschinen etc. ungefähr gleich dem Anschlusswerte werden. Da der maximal-gleichzeitige Lichtkonsum im Jahre durchschnittlich nur an wenigen Tagen und dann auch immer nur während 2 bis 3 Stunden eintritt, so ist es vom betriebstechnischen Standpunkte aus vertretbar, wenn man die erforderliche Reserve in Maschinen nicht nach Massgabe dieses maximal gleichzeitigen Energiebedarfes berechnet, d. h. also, dass man die Heranziehung eines grossen Teiles der Reserven für die Deckung des maximal gleichzeitigen Bedarfes in Licht als zulässig erachtet. Anders liegt es bei dem Energiebedarf für motorische Zwecke, weil sich hier der maximal-gleichzeitige Konsum nicht nur auf wenige Stunden und wenige Tage beschränkt, oder doch wenigstens nicht zu beschränken braucht, sondern sich häufig wiederholen kann.

Die Erfahrung lehrt weiter, dass **im normalen Betriebe** bei Verteilung von Kraft und Licht **im kleinen** nach Zählertarifen durchschnittlich etwa nur 10—20% des Anschlusswertes gebraucht werden und dass man bei Pauschaltarifen im Durchschnitt nicht mehr als mit einem Konsum von 30 bis höchstens 50% zu rechnen hat. Anschlüsse von Grossabnehmern für motorische Zwecke und öffentliche Beleuchtungsanlagen sind auch in dieser Beziehung besonders zu behandeln.

Sowohl für die Betriebskostenberechnungen, als auch für die Rentabilitätsberechnungen ist es ferner von grösster Wichtigkeit, die **Benutzungsdauer** zu kennen, auf welche man für die einzelnen Anschlussobjekte jährlich rechnen darf. In dieser Beziehung ist es für den projektierenden Ingenieur stets das Empfehlenswerteste sich möglichst genaue Kenntnis von der Benutzungsdauer bei solchen bereits in längerem Betriebe befindlichen Anlagen zu verschaffen, bei welchen ungefähr ähnliche Verhältnisse wie in seinem Falle vorliegen.

Hier mögen zunächst einige Angaben Platz finden, welche von Hoppe aus der Statistik der Elektrizitätswerke ermittelt sind:

Monatliche und jährliche Brennzeiten in Stunden. Für Mitteldeutschland und Ortszeit.

Tägliche Brennzeit	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	Das ganze Jahr
Vom Sonnenuntergang bis 8 Uhr abends	125	89	67	36	6	—	—	21	54	87	117	140	742
„ 9 „ „	156	117	98	86	37	20	25	52	84	118	147	171	1 091
„ 10 „ „	187	145	129	96	68	50	56	83	114	149	177	202	1 446
„ 11 „ „	218	173	160	126	99	80	87	114	144	180	207	233	1 821
„ 12 „ „	249	201	191	156	130	110	118	145	174	211	237	264	2 186
„ 2 „ morgens	311	257	253	216	192	170	180	207	234	273	297	326	2 916
„ 4 „ „	378	313	315	276	254	230	242	269	294	335	357	388	3 646
von 4 Uhr morgens bis Sonnenaufgang	125	92	69	32	3	—	—	34	51	75	103	154	728
„ 5 „ „ bis Sonnenaufgang	94	64	38	2	—	—	—	—	21	44	83	123	459
„ 6 „ „ bis Sonnenaufgang	63	36	7	—	—	—	—	—	—	15	43	92	256

Tabelle XXXIV.

Benutzungsdauer von angeschlossenen Lampen und Motoren in Stunden.

Einwohnerzahl	Für Beleuchtung			Für Motoren			
	Anzahl der Anlagen, aus denen die Mittelwerte ad 4 ermittelt sind	Grenzwerte in Stunden	Mittelwerte in Stunden	Anzahl der Anlagen, aus denen die Mittelwerte ad 7 ermittelt sind	Grenzwerte in Stunden	Mittelwerte in Stunden	Mittelwerte für den gesamten Anschluss pro Kw.
1	2	3	4	5	6	7	8
bis 10 000	25	170— 847	375	25	107— 825	420	410
10— 50 000	26	113—1 247	410	23	72—1 090	540	545
50—150 000	—	—	320	—	—	477	—

Ungleich kleiner als die Durchschnittszahlen der Tabelle XXXIV muss die Benutzungsdauer für Anschlüsse auf dem platten Lande angenommen werden. Nach den Angaben von R. Haas haben sich bei den von dem genannten Verfasser geschilderten örtlichen Verhältnissen (vergl. S. 328) für Licht nur eine jährliche Benutzungsdauer von 180 bis 200 Stunden, für motorische Anschlüsse eine solche von nicht ganz 150 Stunden ergeben. Bei allen obigen Angaben war Zählertarif vorausgesetzt. Bei Pauschaltarifen kann die Benutzungsdauer doppelt und dreifach so gross werden.

Als Anhaltspunkte für die Einschätzung der Benutzungsdauer einiger besonderer Lichtkonsumenten mögen noch folgende Zahlen dienen:

Es beträgt die durchschnittliche Benutzungsdauer pro Jahr und angeschlossene Lampe:

nach Fritz Hoppe:

für Bahnhöfe und Postämter	1766	Std.
„ Ladengeschäfte	384	„
„ Gasthöfe, Restaurants, Cafés	482	„
„ Banken und sonstige Geschäftsräume	323	„
„ Theater, Gesellschafts- und Vergnügungslokale	300	„
„ Wohnungen	113	„
„ Kirchen und Museen	127	„
„ Heil- u. Pflegeanstalten	227	„
„ Fabriken, Werkstätten, Lagerräume	336	„
„ Strassenbeleuchtung in kleineren Städten	800—1000	„
in mittleren Städten	1500—1600	„
in grossen Städten	3000—3880	„

nach L. Saint-Martin[38]):

für Bahnhöfe	1492	Std.
„ öffentliche Gebäude	332	„
„ Läden und Warenhäuser	365	„
„ Kaufmännische Bureaus	344	„
„ Hotels, Restaurants, Cafés	464	„
„ Theater, Zirkus, Ausstellung	303	„
„ Privatwohnräume	132	„
„ Krankenhäuser	323	„
„ Werkstätten u. Fabriken	364	„
„ öffentliche Beleuchtung	1859	„

Strassenlaternen, die um 11 Uhr gelöscht werden verbrauchen	1553	Stunden,
Nachtlaternen	3652—3675	„
Strassenlaternen bis 12 Uhr nachts	1900,5	„
Strassenlaternen bis 1 Uhr nachts	2265,5	„
Strassenlaternen von 12 Uhr nachts ab	1774,5	„

38) Étude sur les distributions d'énergie électrique pour force motrice. Extrait du bulletin technologique (mars et avril 1903), de la Société des Anciens Élèves des Écoles Nationales des Arts et Métiers. Paris 1903.

Nach Mitternacht brennen in der Regel
in kleinen Städten 20—25 % aller Lampen.
in mittleren Städten 33—50 % aller Strassenlampen
in grossen Städten 50—75 % „ „ „

Für einzelne grosse Anschlüsse zu motorischen Zwecken, bei welchen nach Pauschalen gezahlt wird, kann man bei Tagesbetrieb auf 3000—3600 Betriebsstunden jährlich und bei Nacht- und Tagbetrieb auf 7200—8520 Stunden Benutzungsdauer rechnen.

Hat man mit Hilfe der obigen Angaben und auf Grund der geschätzten Anschlusswerte ermittelt, welchen grössten gleichzeitigen und welchen jährlichen Energieverbrauch man bei den Konsumenten zu erwarten hat, so handelt es sich weiter darum, die grösste gleichzeitig und die jährlich durchschnittlich **im Krafthause zu erzeugende Energiemenge** zu finden.

Da in den Verteilungsnetzen, in den Fernleitungsnetzen, sowie in dem Krafthause selbst Energieverluste unvermeidlich sind, muss die im Krafthause erzeugte Energiemenge grösser sein, als die Energieabgabe bei den Konsumenten, oder anders ausgedrückt, es muss die Zahl der nutzbar abgegebenen KW-Stunden kleiner sein als die der erzeugten. Für die wirtschaftlichen Vorarbeiten ist es notwendig, diese Verluste, wenn auch zunächst nur angenähert, zu kennen, um daraus die Grundlagen für die Aufstellung des Anschlages und für die Berechnung der Betriebskosten zu gewinnen. Die Verluste im Verteilungsnetze [39]), ausgedrückt in % der Leistung hängen ab: von dem Stromsystem, von der Länge des Leitungsnetzes und von der Dimensionierung der Speise- und Verteilungsleitungen im Verhältnis zur Stromstärke. Sie können deshalb in weiten Grenzen schwanken. Ein reichlich dimensioniertes und deshalb teureres Netz wird naturgemäss kleinere Verluste aufweisen, als ein für dieselbe Leistung knapp dimensioniertes und deshalb billigeres Netz. Genauere Rechnungen anzustellen, muss Sache des Elektrotechnikers bleiben. Hier kann es sich nur um überschlägliche Angaben handeln, welche den Bauingenieur in den Stand setzen sollen, zunächst bei seinen Vorarbeiten zu einem Schlusse zu kommen.

Hoppe teilt mit, dass die Verluste im Leitungsnetze im Sinne der Fussnote 39 betragen haben:
in Städten bis zu 10000 Einwohnern durchschnittlich 11,2 %
von 10—50000 Einwohner durchschnittlich 11 %
von 50—150000 Einwohner durchschnittlich 8,2 %
und zwar drücken diese Zahlen die Verluste im Jahresdurchschnitt in Prozenten der erzeugten Energiemenge aus. Die Verluste bei maximaler Belastung müssen natürlich erheblich höhere gewesen sein, als diese durchschnittlichen Verluste. Will man die Verluste in % der nutzbar abgegebenen Leistung ausdrücken, so müssen selbstverständlich auch hierfür die Prozentsätze höher sein, wenn sich dasselbe Resultat ergeben soll. Bei der Berechnung des Verteilungsnetzes und der zugehörigen Betriebseinrichtungen wird die maximale Belastung zugrunde gelegt, und es werden meistens für die Speiseleitungen Spannungsverluste von 10 bis 15 %, im Verteilungsnetze im engeren Sinne, wenn Licht oder Licht und Kraft angeschlossen sind, aber nicht mehr als 1,5 bis 2,5 % der Lampenspannung zugelassen. Sind nur Motoren angeschlossen so erachtet man wohl noch Verluste von 5 bis 8 % im Verteilungsnetze selbst für zulässig. Für die Bestimmung der maximal-gleichzeitig in das Verteilungsnetz im Sinne der Fuss-

[39]) Unter Verteilungsnetz soll hierbei das ganze Netz verstanden werden, welches sich an die Fernleitung anschliesst, also bei einer Dampfanlage, welche im Konsumgebiet selber gebaut ist, das ganze Netz überhaupt.

note 39 zu liefernden Energiemenge wird es mit der für Vorarbeiten erforderlichen Genauigkeit genügen, wenn man bei der grössten-gleichzeitigen Belastung in den Leitungen bis zu den Konsumenten einen Energieverlust von 15 bis 23 % zugrunde legt.

Bezeichnen wir die maximal gleichzeitig nutzbar abzugebende Belastung mit N_{max_e} so ist der Energiebedarf für diese Belastung am Anfang der Speiseleitung

$$N_{max_e} = \frac{N_{max_e}}{0,85 \text{ bis } 0,75}.$$

Für die Verluste in der Fernleitung können die bei Tabelle X auf Seite 264 gemachten Annahmen Anhaltspunkte bieten, worauf hier verwiesen werden mag.

Die Verluste in den Generatoren betragen durchschnittlich[40] (vergl. auch Kap. III, 6. B.):

Für Dynamo-maschinen u. Motoren von	Bei voller bis 3/4 Belastung	Zwischen 3/4 bis 1/2 Belastung	Bei 1/2 bis 1/3 Belastung	Bei 1/3 bis 1/4 Belastung
1	2	3	4	5
6—10 PS.	20—25 %	1 % mehr als zu Nr. 2	2—3 % mehr als zu Nr. 2	3—5 % mehr als zu Nr. 2
15—50 „	10—20 %	1 % „ „ „ „ „	2—3 % „ „ „ „ „	3—5 % „ „ „ „ „
bei grösseren Maschinen	7—9 %	1 % „ „ „ „ „	2—3 % „ „ „ „ „	3—5 % „ „ „ „ „

Die Verluste in den Transformatoren betragen bei kleineren Einheiten von 5 KW bei $\cos \varphi = 0,8$ etwa 7 %, bei grösseren Einheiten von 100 KW aufwärts etwa 2 bis 3 % bei voller Belastung. Da man am Ende der Fernleitung häufig gezwungen ist, an vielen Stellen eine Transformierung des Stromes vorzunehmen, so werden die Einheiten hier klein und die Verluste grösser. In dem Krafthause dagegen, wo man meistens grössere Einheiten aufstellen kann, werden die Verluste mit 2 bis 3 % bei maximaler Belastung wohl meistens ausreichend bemessen sein, vergl. Kap. III, 6. B Krafthäuser. Elektrischer Teil.

Zu den bisher aufgezählten Energieverlusten kommt dann noch der Eigenbedarf im Krafthause selbst, z. B. für die Beleuchtung, für den Antrieb der Werkzeugmaschinen, für die Bewegungsmechanismen der Schützen an den Turbinenkammern und am Wehre, für die Ölpumpen, sowie bei Wechselstromanlagen der Eigenbedarf für die Erregermaschinen. Auf Grund der bereits gegebenen und im Kapitel III noch zu machenden Angaben wird man in der Lage sein, den Bedarf im Einzelfalle genau genug zu veranschlagen. Durchschnittlich und überschläglich dürfte er genügend berücksichtigt sein, wenn man bei Gleichstromzentralen einen Zuschlag von 1 %, bei Drehstromzentralen mit Rücksicht auf die Erregermaschinen einen Zuschlag von 1,5—1,75 % zu den PS_e oder KW bezeichnungsweise zu PS_e oder KW-Stunden macht, welche unter Berücksichtigung aller Energieverluste im Krafthause maximal gleichzeitig und durchschnittlich zu erzeugen sind.

Beispiel. Angenommen der gesamte Anschlusswert einer Drehstromanlage mit Transformatoren betrüge 2000 KW und der maximal gleichzeitige-Energieverbrauch würde mit Rücksicht auf nach Pauschaltarif angeschlossene Grossmotoren auf 60 %, d. h. auf 1200 KW ermittelt, so müsste man maximal-gleichzeitig am Anfang des Verteilungsnetzes bei einem Verluste im Verteilungsnetz von maximal 20 % $\frac{1200}{0,80} = 1500$ KW abgeben können. Bei einem Verlust von 4 % in den am Ende der Fernleitung befindlichen Transformatoren und 10 % in der Fernleitung selbst müssten an die Sammelschienen der

[40]) Fritz Hoppe, Wie stellt man Projekte etc. auf. S. 36.

Hochspannung im Krafthause maximal rd. $\frac{1500}{0,86}$ = rd. 1745 KW abgegeben werden. Bei einem Verlust in den Transformatoren des Krafthauses von 2%, einem Wirkungsgrad der Generatoren von 91,5% und einem Eigenbedarf im Krafthause von 1,5% müssten die Turbinen rd. $\frac{1745}{0,88}$ = 1983 KW oder 2694 PS_e maximal leisten können. Die Grösse der Generatoren selbst würde sich auf $\frac{1745}{0,965}$ = rd. 1800 KW berechnen. Es ergäbe sich also zwischen den elektrischen Generatoren und Konsumstellen bei der maximal-gleichzeitigen Belastung ein Wirkungsgrad von rd. 0,67, zwischen Turbinen und Konsumstellen ein Wirkungsgrad von rd. 0,60. Geht man also von einer maximal gleichzeitig zu erzeugenden Energiemenge von 1800 KW aus und nimmt an, dass die durchschnittliche Leistung etwa 20% der maximalen oder 18% des Anschlusswertes betrüge, d. h. rd. 360 KW, so würde man damit alle Anhaltspunkte für die Wahl der Einheiten besitzen. Bei einer Anlage an fliessendem Wasser ohne Aufspeicherungsbecken mit genügendem Wasserzufluss würde man zweckmässigerweise drei gleiche Einheiten von 750 bis 900 KW wählen können und damit noch Reserven von 1/4 bis 1/3 besitzen. Die grossen Einheiten würden in solchem Falle vorteilhafter sein, weil es auf den Nutzeffekt der Maschinen bei schwacher Belastung nicht so sehr ankäme, der Betrieb aber bei weniger und dafür grösseren Einheiten einfacher und billiger wird.

Würde es sich dagegen z. B. um eine Anlage mit Aufspeicherungsbecken handeln, (vergl. Kap. III 1 C. Stauweiher) und würde der Bedarf im Verhältnis zur vorhandenen Wassermenge derartig sein, dass man auf eine besondere Ökonomie in der Verwendung des Wassers angewiesen wäre, so würde man die Einheiten so zu wählen haben, dass die Belastung der einzelnen Maschinen bei den verschiedenen Betriebsperioden möglichst nicht viel unter drei Viertel sinkt. Man würde also etwa 2 Einheiten zu je 450 KW und 2 weitere Einheiten zu je 700 bis 900 KW wählen.

Es kann vorteilhaft sein, wenn das Verteilungsnetz mit Gleichstrom betrieben wird, oder wenn einzelne Grosskonsumenten für Gleichstrom angeschlossen, aber keine Staubecken vorhanden sind, die in der Nacht verfügbare, aber nicht direkt verwendbare Kraft durch Anlage von Akkumulatoren[40]) auf der elektrischen Seite aufzuspeichern. Handelt es sich in einem solchen Falle um eine Drehstromzentrale, so muss der Strom zunächst in Gleichstrom umgeformt werden, was durch Umformer geschieht. Diese können als sogenannte rotierende Umformer gebaut sein, d. h. als Maschinen, welche in ein und derselben Ankerwickelung Wechselstrom aufnehmen und Gleichstrom abgeben. In diesem Falle würde der Wirkungsgrad einer solchen Maschine etwa dem oben angegebenen Wirkungsgrade für die Generatoren gleich sein. Werden die Umformer dagegen durch eine Drehstrommaschine als Motor und durch eine Gleichstrommaschine als Generator gebildet, so ergibt sich ungefähr der doppelte Effektverlust. In den Akkumulatorenbatterien selbst haben sich nach Hoppe in % der erzeugten Energie durchschnittlich etwa folgende Energieverluste ergeben:

Bei kleineren Anlagen in Städten bis zu 10000 Einwohnern im Mittel 13,4%, maximal etwa 27%. Bei grösseren Werken in Städten von 10—50000 Einwohner im Mittel 11,3%, maximal 20%.

Diese mittleren Verlustziffern sind aber nur zutreffend bei sehr guter Instandhaltung der Akkumulatoren. Für eine Vergleichsrechnung sollte man höhere Verluste zugrundelegen.

Aus den Anschlusswerten für Licht und für motorische Zwecke, sowie aus der Benutzungsdauer ergeben sich die jährlich nutzbar abzugebenden Energiemengen in PS_e-Stunden oder KW-Stunden. Es fragt sich nun noch, in welchem Verhältnis die erzeugte Energie zur nutzbar abgegebenen Energie steht.

---

[40]) Vergl. Fritz Hoppe: Wie stellt man Projekte etc. auf. S. 96—101 und S. 214. Für die Unterhaltung der Akkumulatoren sind 8—10% des Anschaffungswertes und für die Erneuerung auch etwa 10% in Ansatz zu bringen.

Aus der Statistik der deutschen Elektrizitätswerke ergeben sich angenähert folgende Verhältniszahlen:

	Verhältnis von nutzbar abgegebener Energie zur erzeugten Energie.
Für Elektrizitätswerke in Städten bis zu 1000 Einwohnern	0,760
in Städten von 1000—50000 Einwohnern	0,760
„ „ „ 50—100000 „	0,774
„ „ über 100000 „	0,834.

Wenn man also einen Anschlusswert von zusammen 2000 KW und mit Rücksicht auf einen überwiegenden Motorenanschluss durchschnittlich eine 1000stündige Benutzungsdauer pro Jahr ermittelt hätte, so würde man 2000000 KW-Stunden jährlich nutzbar abzugeben haben. Bei einem Wirkungsgrad von 0,76 würde man daher $\frac{2000000}{0,76} = 2631579$ KW-Stunden erzeugen müssen. Da die obigen mittleren Verhältniszahlen aus Angaben von Elektrizitätswerken ermittelt sind, welche in überwiegender Mehrheit mit Gleichstrom betrieben werden, so müsste man bei Drehstromanlagen mit längerer Fernleitung noch die Verluste in dieser und den Transformatoren hinzurechnen, wofür überschläglich ein Verlust von etwa 5—10% hinzuzurechnen wäre. Ist die zu erzeugende jährliche Energiemenge in KW-Stunden oder in PS_e-Stunden ermittelt, so hat man unter Berücksichtigung der Verteilung des Gesamtanschlusses auf Licht und Kraft und unter Berücksichtigung der speziellen Verhältnisse bei allen grösseren Anschlussobjekten einen Betriebsplan aufzustellen. Auf Grund dieses Betriebsplanes lassen sich dann die Betriebsstunden der einzelnen Arbeitsperioden und die zugehörigen Belastungen ermitteln und die Berechnung der Betriebskosten durchführen. Hierbei ist es nicht nötig, alle möglichen Schwankungen in der Betriebsbelastung zu berücksichtigen, vielmehr genügt es vollkommen, wenn man etwa für jedes Vierteljahr eine typische, durchschnittliche Betriebsdauer pro Tag und für den typischen Tag auch die typische durchschnittliche Belastung während je 6 Stunden feststellt.

b) Die Rentabilitätsberechnung.

Die Rente eines Unternehmens wird gefunden, indem man von den Gesamteinnahmen die Gesamtausgaben abzieht. Ob man zu den Betriebsausgaben formell die Verzinsung des Anlagekapitals ganz oder zum Teil zu rechnen hat, hängt von der Art der Kapitalbeschaffung und von der Form ab, in welche das Unternehmen gekleidet ist. Bei Aktiengesellschaften z. B. werden zu den Betriebsausgaben nur die Zinsen derjenigen Kapitalien gerechnet, welche nicht durch Ausgabe von Aktien beschafft sind. Man spricht also in diesem Falle bereits von einem Gewinn, wenn für das Aktienkapital überhaupt irgend eine Verzinsung übrig bleibt. Es ist aber zweckmässig, bei wirtschaftlichen Vorarbeiten in die Betriebsausgaben eine normale Verzinsung des Gesamtkapitals hineinzurechnen und als Gewinn im eigentlichen Sinne erst den Betrag anzusehen, welcher nach Abzug aller Ausgaben einschliesslich einer bürgerlichen Verzinsung des Gesamtkapitals übrig bleibt. Wie hoch die letztere anzunehmen ist, hängt von dem Lande ab, in welchem das Unternehmen liegt und von den besonderen Umständen, welche auf dem Geldmarkte z. Z. obwalten.

Für die Berechnung der Einnahmen geht man am besten von den ermittelten Anschlusswerten aus. Man findet häufig die Berechnung der Einnahmen einer Wasserkraft so durchgeführt, dass die gesamte Energieabgabe in PS_e-Stunden oder KW-Stunden, welche mit der Wasserkraft pro Jahr — sei es während 10—12 Arbeitsstunden pro

Tag, oder sei es gar während 24 Arbeitsstunden pro Tag — geleistet werden kann, mit einem Verkaufspreis pro PS_e-Stunde oder KW-Stunde multipliziert wird. Hierbei wird also nicht berücksichtigt oder doch jedenfalls nicht nachgewiesen, ob für die Kraft auch entsprechende Verwendung zu erwarten ist oder nicht. Diese Art der Berechnung kann deshalb oft zu hohe Einnahmeziffern ergeben, auch wenn man einen scheinbar sehr niedrigen Preis pro PS_e-Stunde oder KW-Stunde einsetzt. Es ist darum besser, von den ermittelten Anschlusswerten auszugehen.

Handelt es sich um Kraftlieferung für einen oder wenige Konsumenten, so wird man die abzugebende Leistung in PS_e-Stunden oder KW-Stunden verhältnismässig sicher berechnen und auf Grund der vereinbarten Einheitspreise die Gesamteinnahmen mit gleicher Sicherheit ermitteln können. Handelt es sich dagegen um öffentliche Kraftverteilung, so muss man die Benutzungsdauer der einzelnen Anschlusswerte schätzen (vergl. S. 331 und 332) und daraus die abzugebende Leistung in PS_e-Stunden oder KW-Stunden berechnen. Hierbei wird man jedenfalls die Gesamtanschlusswerte zunächst in a) Beleuchtungsstrom und b) in Strom für gewerbliche Zwecke zu trennen haben, da man bis heute fast allgemein den Tarif noch für Licht und Kraft verschieden gestaltet. Soweit es irgend erreichbar ist, trennt man auch die Licht- und Kraftanschlüsse noch weiter nach ihrer vermutlichen Benutzungsdauer, damit man nach Massgabe des Tarifes für jede Kategorie die zutreffenden Einheitspreise im Jahresdurchschnitt mit erreichbarer Genauigkeit einsetzen kann.

Wird nach Pauschaltarifen verkauft, so ergibt sich die Einnahme ohne weiteres aus der Zahl und Grösse der verschiedenen Anschlussobjekte in Licht und Kraft durch Multiplikation mit den tarifmässigen Pauschalsätzen.

Zur Kontrolle der derart ermittelten Einnahmen mögen folgende Zahlenangaben dienen, welche von Fritz Hoppe aus der Statistik der Elektrotechnischen Zeitschrift, 1905, Heft 2 ermittelt und im Heft 29 Seite 676 und 677 mitgeteilt sind[40].

Durchschnittliche jährliche Einnahmen.

Grösse der normalen Gesamtleistung in der Zentrale	Für Beleuchtung					Für gewerbliche Zwecke			
	pro KW-Stunde bei einem Grundpreise von		pro angeschlossenes KW bei einem Grundpreise von		pro angeschlossene 50 Watt-Lampe bei einem Grundpreise von < 60 Pf.	pro KW-Stunde bei einem Grundpreise von		pro angeschlossenes KW bei einem Grundpreise von	
	= 60 Pf.	< 60 Pf.	= 60 Pf.	< 60 Pf.		= 20 Pf.	< 20 Pf.	= 20 Pf.	< 20 Pf.
	in Pfennig		in Mark		in Mark	in Pfennig		in Mark	
Über 5000 KW	50,6	42,7	175	167	8,35	19,8	—	63	—
„ 2000—5000 „	48,2	41,7	162	149	7,45	17,3	14,66	82	61
„ 1000—2000 „	45,0	—	143	—	—	16,7	12,2	90	49
„ 500—1000 „	46,0	45,3	141	120	6,00	18,0	13,7	64	51
„ 250—500 „	52,8	42,7	160	176	8,80	19,0	13,8	42	52
„ 100—250 „	43,5	36,8	190	172	8,60	18,7	17,0	63	44
unter 100 „	41,4	39,3	154	134	6,70	18,8	—	81	—

Aus der obigen Zahlentafel haben sich ferner folgende Mittelwerte ergeben:

[40]) Fritz Hoppe, Finanzielle Ergebnisse städtischer Elektrizitätswerke. Elektrotechnische Zeitschr. 1905, Heft 29.

a) Geordnet nach Verwaltungen.

Verwaltung	städt.	privat
Anzahl der in Betracht gezogenen Werke	50	42
Einnahme für Beleuchtung:		
Pro angeschlossenes KW Mk.	153	164
Pro nutzbar abgegebene Kilowattstunde . . . Pf.	44,8	45,2
Einnahme für Kraft:		
Pro angeschlossenes KW Mk.	78	65
Pro nutzbar abgegebene Kilowattstunde . . . Pf.	21,10	18,20
Gesamteinnahme:		
a) Pro nutzbar abgegebene Kilowattstunde . . Pf.	31,9	31,1
b) In v. H. des Anlagekapitals	16,05	14,68

b) Gesamteinnahmen, geordnet nach der Grösse der Zentralenleistung.

Grösse der normalen Gesamtleistung in der Zentrale	Anzahl der in Betracht gezogenen Werke	Pro nutzbar abgegebene Kilowattstunde in Pf.	In v. H. des	
			Gesamtanlagekapitals	Anlagekapitals für das Leitungsnetz
Über 5000 KW	14	22,4	17,3	55,4
„ 2000—5000 „	10	29,7	19,6	51,8
„ 1000—2000 „	19	29,0	14,8	44,6
„ 500—1000 „	23	30,0	16,1	49,0
„ 250—500 „	15	36,6	13,0	43,0
„ 100—250 „	10	40,0	12,8	40,5
unter 100 „	7	37,1	8,6	31,6

An dieser Stelle sei noch einmal darauf aufmerksam gemacht, dass man für die sogenannte „unständige Kraft“ nicht mit denselben Einheitspreisen rechnen darf wie für die ständige Kraft. Man muss vielmehr annehmen, dass für die Kraft, welche nur während neun Monate abgegeben werden kann, nur etwa drei Viertel des Durchschnittspreises der ständigen Kraft und für die sechsmonatliche Kraft nur der halbe Preis pro Einheit im Durchschnitt erzielbar sein wird.

Die Grossabnehmer, welche 24stündige Kraft abnehmen, werden, wenn sie nach Zählertarif zahlen, im Durchschnitt für die Nachtkraft auch nur 60 bis 70% derjenigen Einheitspreise zahlen können, welche für Tagesbedarf verlangt werden[41]), und wenn nach Pauschalpreisen verkauft wird, so darf man für 24stündige Kraft nicht das Doppelte der 12stündigen, sondern etwa nur 50 bis höchstens 70% mehr in Anschlag bringen.

Ist nach diesen Gesichtspunkten die Einnahme ermittelt und werden von der Gesamteinnahme die gesamten Betriebskosten abgezogen, so ergibt die Differenz den Reinüberschuss. Von diesem Reinüberschuss gehen aber noch weitere Beträge ab, bevor von einem verteilbaren Reingewinn gesprochen werden kann und zwar:

1. Die Deckung etwaiger Betriebzuschüsse in den ersten Betriebsjahren,
2. 5% des Reinüberschusses für den Reservefond. Die Dotierung des Reservefonds ist bei öffentlichen Gesellschaften fast in allen Staaten gesetzlich vorgeschrieben, aber auch bei Unternehmungen in anderer Form zweckmässigerweise stets vorzunehmen[42]),
3. Die Tantièmen an die Direktion und die Beamten und, insofern es sich um eine Gesellschaft handelt, auch die Tantiemen des Aufsichtsrates. Dieser Abzug lässt sich durchschnittlich und überschläglich etwa auf 5 bis 10% des Reinüberschusses normieren[43]).

[41]) Der Preisnachlass wird meistens in Rabattsätzen auf den Gesamtkonsum ausgedrückt, vergl. Kap. III, 8 Tarife.

[42]) Bei Aktiengesellschaften etc. darf bei der Berechnung ad 2 eine Verzinsung des Aktienkapitals in die Betriebsausgaben nicht eingerechnet werden.

[43]) Hierbei ist eine bürgerliche Verzinsung des Anlagekapitals in den Betriebsausgaben enthalten gedacht.

4. Rücklagen für Beamten und Arbeiter-Wohlfahrt. Es wird heute nicht nur in Deutschland, sondern auch in anderen Kulturländern als ein nobile officium jeder grösseren Unternehmung angesehen, für die Angestellten und Arbeiter in Form von Wohnungen, Unterstützungs- und Pensionskassen etc. über das gesetzlich vorgeschriebene Mass hinaus Sorge zu tragen, sobald die Unternehmung Reinüberschüsse[44]) abwirft. Die Höhe der Rücklagen für den letztgedachten Zweck richtet sich im allgemeinen nach dem Gewinn, welchen die Unternehmung erzielt. Als untere Grenze für diese Rücklagen darf man etwa 2 bis 3 % der Löhne und Gehälter ansehen.

Hiermit dürften alle wesentlichen Gesichtspunkte, welche für die Aufstellung der wirtschaftlichen Vorarbeiten für Wasserkraftanlagen in Frage kommen können, soweit besprochen sein, als es im Rahmen dieses Bandes möglich war. Über wirtschaftliche Ergebnisse und Betriebskosten werden ergänzend im Kapitel II bei Besprechung der einzelnen Beispiele noch einige Mitteilungen folgen.

Literaturangaben zu Kap. I, § 5. Die wirtschaftlichen Vorarbeiten.

von Miller, Die Wasserkräfte am Nordabhange der Alpen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 1006.

Christ. Eberle, Kosten der Krafterzeugung. Verl. v. W. Knapp. Halle a. S. 1901.

Friedr. Barth, Die zweckmässigste Betriebskraft. Sammlung Göschen. Leipzig 1905.

Fritz Hoppe, Wie stellt man Projekte, Kostenanschläge und Betriebskostenberechnungen für elektrische Licht- und Kraftanlagen auf. Darmstadt. Elektrotechnischer Verlag.

Fritz Hoppe, Wirkungsgrad und die Kosten der Umwandlung von Wärme in elektrische Energie bei städtischen Elektrizitätswerken. Journ. f. Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1905. S. 433. Heft 21 und 22.

C. Jauss, Kosten der Dampferzeugung. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 382. 1895, S. 1483 1517. 1896, S. 58.

E. Meyer, Beitrag zu der Frage: In welcher Weise ändert sich mit der Belastung der Dampfverbrauch einer Dampfmaschine? Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 391.

E. Meyer, Die Beurteilung der Dampfmaschine, hinsichtlich ihres Dampfverbrauches. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900. S. 589, 597 und 995.

Straube, Die Dampfmaschine bei Beginn des zwanzigsten Jahrhunderts. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901. S. 491.

Haedicke, Die elementare Bestimmung des Diagramms der Dampfmaschine. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901. S. 1173.

L. Klein, Theorie, Konstruktion und Nutzeffekt der Dampfturbinen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895. S. 1189.

E. Lewicki, Versuche an einer de Laval-Dampfturbine insbesondere bei Anwendung hoher Dampfüberhitzung. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901. S. 1716.

A. Stodola, Die Dampfturbinen und die Aussichten der Wärmekraftmaschinen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 1, 47, 127, 164, 202, 268, 334 und 620.

Klippe, Konstruktion und Dampfverbrauch der Parsons-Dampfturbine. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 323.

E. Sinell, Die Brown Boveri-Dampfturbine als feststehende, sowie als Schiffsmaschine. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 1117.

Die Dampfturbine von Curtis. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 1120.

A. Stodola, Die Dampfturbinen und die Aussichten der Wärmekraftmaschinen. Berlin 1905.

A. Riedler, Über Dampfturbinen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 1219.

Donát Bánki, Grundlagen zur Berechnung der Dampfturbinen. Zeitschr. für d. gesamte Turbinenwesen. 1906. S. 74 u. f.

---

[44]) Unter Reinüberschuss ist in diesem Falle die Differenz zwischen den Gesamteinnahmen und den Gesamtausgaben einschliesslich einer normalen Verzinsung des Gesamtanlagekapitals verstanden.

Fritz Hoppe, Wie stellt man Projekte, Kostenanschläge und Betriebsberechnungen für elektrische Licht- und Kraftanlagen auf. Darmstadt, Elektrotechnische Verlagsanstalt.

Fritz Hoppe, Projektierung von Elektrizitätswerken. X. Band der Repetitorien der Elektrotechnik. Hannover 1906. S. 88.

Zeuner, Vorlesungen über Theorie der Turbinen.

Escher Wyss & Cie., Die Zoelly-Dampfturbine.

J. Weisshäupl, Die Dampfturbine von Zoelly. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904. S. 693.

Schröter, Die Abwärmekraft-Maschine. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905. S. 745.

E. Josse, Mitteilungen aus dem Maschinen-Laboratorium der Kgl. technischen Hochschule zu Berlin. 3. Heft. Neuere Erfahrungen und Versuche mit Abwärme-Kraftmaschinen.

J. Körting, Gasverbrauch von Gasmotoren für elektrische Beleuchtung 1894. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. S. 54.

H. Güldner, Das Entwerfen und Berechnen der Verbrennungsmotoren. 1903. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. S. 466.

R. Diesel, Der heutige Stand der Wärmekraft-Maschine und die Frage der flüssigen Brennstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Dieselmotors. Zeitschr. des Ver. deutscher Ing. 1903. S. 1366.

H. Neumann, Neuerungen auf dem Gebiete der Gasmotoren und Kraftgaserzeuger. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 1747.

A. Riedler, Zur Theorie und Praxis der Verbrennungsmotoren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 865.

Scharrenberg, Die Benutzung der Gichtgase zum Gasmotorenbetrieb. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1902. S. 858.

A. Riedler, Gross-Gasmaschinen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905. S. 273.

Fritz Hoppe, Über den Wirkungsgrad und die Kosten der Umwandlung von Wärme in elektrische Energie bei städtischen Elektrizitätswerken. Schillings Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung. 1905. S. 483.

E. Meyer, Die Verwendung der Hochofengichtgase zum Betriebe von Gasmotoren und Versuche an einem 60 pferdigen Gichtgasmotor. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 448, 488.

Eugen Meyer, Versuche über Spiritusmotoren und am Dieselmotor. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 669.

Statistik der Vereinigung der deutschen Elektrizitätswerke. Direktor C. Döpke, Dortmund.
Statistik der Elektrizitätswerke. Elektrotechnische Zeitschrift.
Statistik über Starkstromanlagen des Verbandes Schweizerischer Elektrizitätswerke und des Schweizerischen elektrotechnischen Verbandes.
Notizie Statistiche sugli Impianti Elettrici Esistenti in Italia etc.
The Electrical Review.
Electrician Handbook.
Electrical World and Engineer.
} Vergl. Fussnote 30 S. 322.

Fritz Hoppe, Was lehren die Statistiken der Elektrizitätswerke für das Projektieren und die Betriebsführung von elektrischen Zentralen? Darmstadt. Elektrotechnischer Verlag.

Robert Haas, Was hat die Elektrotechnik von der Landwirtschaft zu erwarten? Elektrotechnische Zeitschr. 1902. Heft 35. S. 771.

K. Körner, Die Kraftmaschinen auf der Deutschböhmischen Ausstellung in Reichenberg. 1906. Die Rateau-Turbine der Skoda-Werke A.-G. in Pilsen. Z. d. Ver. deutscher Ing. 1907. S. 417 u. f.

L. Saint Martin, Étude sur les distributions d'énergie électrique pour force motrice. Extrait du bulletin technologique (mars et avril 1903) de la Société des Anciens Élèves des Écoles Nationales d'Arts et Métiers. Paris 1903.

Kapitel II. Beispiele.

Nachdem nun im Kapitel I eine allgemeine Einführung gegeben und die Vorarbeiten besprochen sind, sollen im Kap. II eine Reihe von ausgeführten Anlagen beschrieben werden, damit dann an Hand dieser Beispiele im Kap. III die baulichen Einzelheiten von Wasserkraftanlagen und der Betrieb besprochen werden können.

§ 1. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Tessin bei Vizzola der Società Lombarda per Distribuzione di Energia Elettrica[1]).

Hierzu Taf. I bis III.

Der Tessin ist in seinem Verlaufe vom Ausfluss aus dem Lago Maggiore bis zur Mündung in den Po schon seit Jahrhunderten in ausgiebiger Weise zur Bewässerung des Landes benutzt worden, und diese verständige Ausnützung des Wassers hat dem benachbarten Lande seine grosse Fruchtbarkeit und seinen hohen, landwirtschaftlichen Nutzungswert gegeben. Denselben Zweck verfolgte die Società Italiana per Condotte d'Aqua, als sie im Jahre 1880—84 zur Bewässerung der Ländereien am linken Tessinufer den „Villoresi-Kanal" erbaute, durch welchen aus dem genannten Flusse, ungefähr 12 km unterhalb seines Ausflusses aus dem Lago Maggiore, je nach den Wasserständen bis zu 70 cbm/sek. entnommen und der Landwirtschaft zur Verfügung gestellt werden sollten. Ein massives, festes Wehr von 290,0 m Länge und einer Kronenhöhe von etwa 4,0 m über der Sohle des Tessins wurde für diesen Kanal erbaut (vergl. Kap. III, 1, A. Wehre) und am linken Ufer ein grosses Ablagerungsbecken von 650,0 m Länge angelegt, in welches 190 cbm/sek. aus dem Tessin abgeleitet werden können (vergl. Taf. I, Fig. 1 u. 2). Neben dem Becken befindet sich ein Kanal für Schiffszwecke. Der Einlauf in das Becken ist durch eine grosse Reihe von Schützen regulierbar. Den Zugang zum Schiffahrtskanal vermittelt eine Schleuse. Am unteren Ende des Beckens musste konzessionsgemäss ein ca. 72,0 m langer Messüberfall angelegt werden, dessen Überfallbreite so regulierbar ist, dass bei N.W. immer mindestens 120 cbm/sek. in den Tessin zurückfliessen können (vergl. Kap. III, 1, A. Wehre). 65 cbm von diesen 120 sind für den Naviglio Grande bestimmt. Dieser bei Tornavento aus dem Tessin ausmündende alte Kanal hat schon seit mehr als 6 Jahrhunderten der Kleinschiffahrt bis Mailand gedient, und was viel wichtiger ist, mehr als 50000 ha der Provinzen Mailand und Pavia für landwirtschaftliche Zwecke bewässert und zu den ertragreichsten Ländereien gemacht, welche Europa kennt.

---

[1]) Die bildlichen Darstellungen sind einer vom Direktor der Lombarda Alessandro Scotti verfassten Broschüre entnommen.

Neben dem erwähnten Messüberlauf wurde eine Schleuse angelegt, um die Schiffe in den Tessin zurückzuleiten. Gleichzeitig mit der Konzessionierung des Villoresi-Kanals wurde eine alte Gerechtsame des Duca Visconti Modrone dahin festgelegt, dass ihm erlaubt wurde, von den 65,0 cbm/sek., welche für den Naviglio Grande bestimmt waren, durch eine Entnahmestelle neben der Schleuse 7 cbm/sek. abzuleiten und für industrielle Zwecke zu verwenden, mit der Verpflichtung indessen, dieselbe jedenfalls vor dem Ausflusse des Naviglio Grande aus dem Tessin in diesen zurückzuleiten.

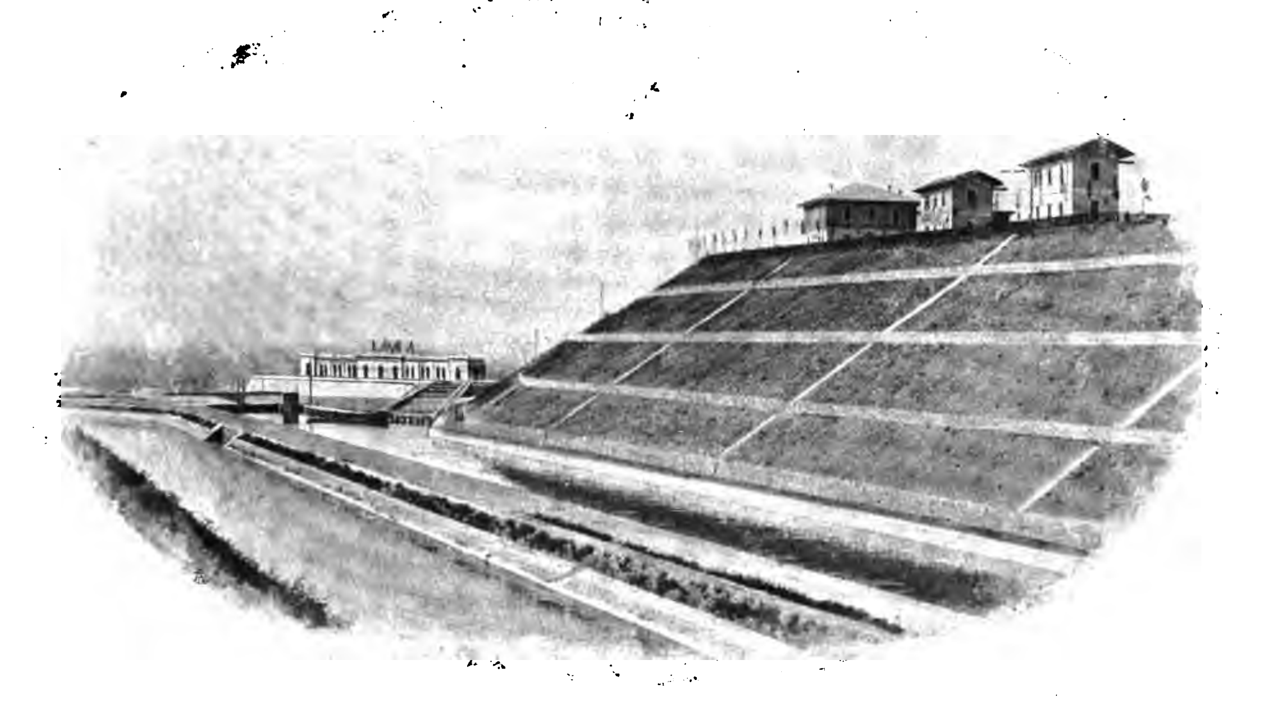
Die Entnahmestelle des Villoresi-Kanals, ausreichend für 70 cbm/sek., liegt unweit der eben erwähnten des Duca Visconti. Die Abgabe des Wassers aus dem Villoresi-Kanal für Bewässerungszwecke erfolgt an landwirtschaftliche Genossenschaften, welche ihrerseits für die Weiterleitung zu sorgen haben und denen das ihnen zustehende Wasserquantum mittelst sehr sorgfältig berechneter und ausgeführter Schützen zugeteilt wird. So gross auch der volkswirtschaftliche Nutzen der Anlage ist, so blieb der finanzielle Erfolg für die Gesellschaft doch aus, und sie nahm deshalb gern die von dem Ingenieur Cesare Cipolletti in seiner Schrift: Delle force idrauliche che possono crearsi nell' Alto Milanese e condursi nella città di Milano im Jahre 1887 entwickelte Idee auf, dahingehend, die grossen, von der Società Italiana per Condotte d' Aqua geschaffenen Wehr- und Kanal-Anlagen für Zwecke der Erzeugung elektrischer Energie auszunutzen. Cipolletti schlug vor, die für den Naviglio Grande bestimmten Wasserquanten nicht über den Messüberfall in den Tessin zurückzuleiten, sondern das grosse Gefälle zwischen dem Tessinspiegel am vorerwähnten Überfall und am Ausflusse des Naviglio Grande aus dem Tessin durch einen Kanal von rd. 14,0 km Länge auszunutzen. Auf diese Weise konnten 39,0 m Gefälle und ca. 34000 theoretische PS gewonnen werden. Dieses Projekt bot aber insofern finanzielle Schwierigkeiten, als der Kanal wegen der niedrigen Lage des Terrains auf der letzten 8 km langen Strecke hätte als Brückenkanal ausgeführt werden müssen, was natürlich die Kosten sehr stark erhöht haben würde. Die Società Italiana per Condotte d' Aqua liess daher das Projekt so umarbeiten, dass das Gefälle in zwei Teile zerlegt wurde, von denen der obere Teil bei einer Kanallänge von ca. 6 km ein Gefälle von 28,0 m erzielte. Für dieses Projekt wurde durch königliches Dekret vom 6. Dezember 1896 die Konzession auf 30 Jahre erteilt und durch Dekret vom 20. Mai 1897 das Enteignungsrecht verliehen. Konzessionsmässig können 55 cbm/sek. bei N.W. und 62 cbm/sek. bei höheren Wasserständen für industrielle Zwecke entnommen werden. Wegen der Bestimmungen des italienischen Gesetzes: Legge concernente le derivazioni di acque pubbliche vom 10. August 1884 bezüglich Verlängerung der Konzession nach Ablauf der ersten 30 Jahre vergl. S. 34, 66 und 67. Es mag hier gleich erwähnt werden, dass später eine Vereinbarung mit dem Duca Visconti Modrone getroffen ist, wonach auch die demselben zustehenden 7 cbm dem Werk-Kanal zugeführt werden. Das Krafthaus war nach dem Projekt in der Nähe des Ortes Vizzola zu errichten. Da in nicht zu grossen Entfernungen von diesem Platze zahlreiche Ortschaften mit hochentwickelter Industrie liegen, so bot sich eine gute Aussicht, die verfügbare Kraft zu rentablen Preisen abzusetzen und das um so mehr, weil schon damals das die nächtliche Frauen- und Kinderarbeit verbietende Gesetz: „Disposizioni sul lavoro delle donne e dei fanciulli negli opifici industriali, laboratori etc.“ (veröffentlicht am 19. Juni 1902)[1]) zu erwarten stand und die Industriellen, und besonders die vielen Spinnereien veranlasst wurden, ihre Fabrikanlagen so zu erweitern, dass sie während der Tagesschichten das bislang durch die Nachtschichten geleistete Arbeitsquantum mit bewältigen konnten. Unter solchen Umständen versprach die Unternehmung eine gute Zukunft und es wurde hauptsächlich auf

[1]) Das Gesetz war bis Anfang 1907 noch nicht im vollen Umfange in Kraft getreten.

Betreiben einer deutschen Gesellschaft[3]) unter Mitwirkung italienischer Finanzkräfte die Società Lombarda per Distribuzione di Energia elettrica im Herbst 1897 gegründet. In diese inferierte die Società Italiana per Condotte d' Aqua ihr Projekt und die Konzession gegen entsprechende Entschädigung. Bereits im Herbst 1897 konnte mit dem Bau begonnen werden.

Erinnert sei hier an die Mitteilung in § 4, Seite 226, nämlich dass die Società Italiana per Condotte d' Aqua eine Regulierung des Lago Maggiore vermittelst eines Wehres am Ausflusse des Tessins plant, wodurch für alle unterhalb liegenden Inhaber von Wasser-Konzessionen, sei es für Bewässerung, sei es für Kraftzwecke eine erhebliche Erhöhung der sekl. Wassermengen bei N.W. erreicht werden könnte.


Abb. 42. Einschnitt bei Castelnovate.



Die Gesamtanordnung der hydraulischen Anlage geht aus dem Übersichtsplan Taf. I, Fig. 1 hervor. Man legte längs des Villoresi-Kanals einen zweiten Kanal mit einer Leistungsfähigkeit bis zu 70 cbm/sek. bei voller Füllung, welcher nach der Konzession zugleich der Schiffahrt zu dienen hat. Letztere war bislang wegen der Windungen des Flusses und seines starken Gefälles gerade auf der fraglichen Strecke sehr mühsam und gefährlich. Übrigens ist die Schiffahrt auch jetzt, nachdem sie bereits den neuen Kanal benutzt, unbedeutend geblieben.

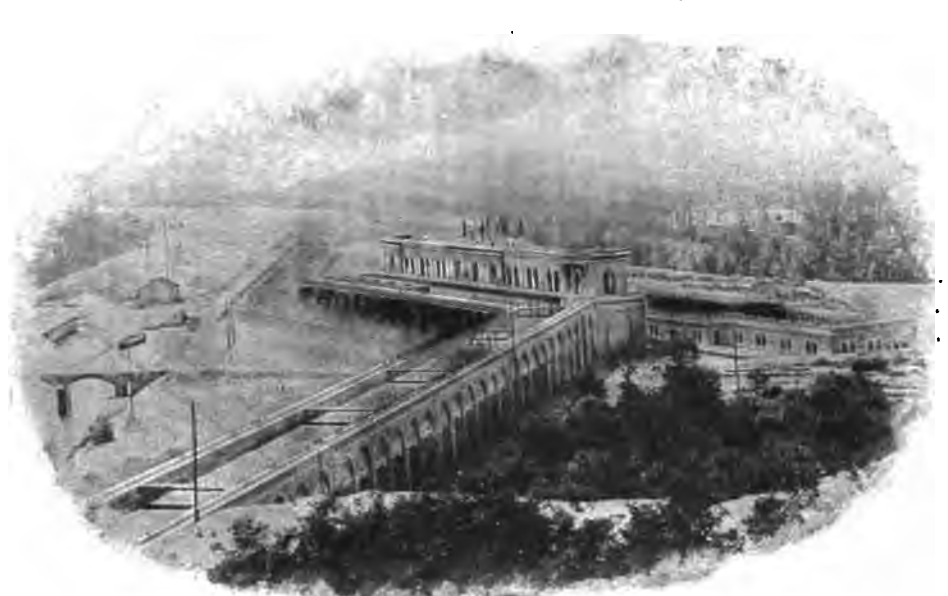
Im Mittel sind in den drei Jahren (1901—1903) nur 470 Barken aufwärts und ungefähr die gleiche Anzahl abwärts gegangen. Dieselben haben eine grösste Länge von 25,0 m und eine grösste Breite von 4,5 m, sowie eine Tragfähigkeit von 15 – 20 t.

Der Einlauf des neuen Kanals wurde direkt neben denjenigen des Villoresi-Kanals gelegt; er erhielt vier durch Schützen regulierbare Öffnungen und daneben eine

[3]) Der Kontinentalen Gesellschaft für elektrische Unternehmungen in Nürnberg.

Schleuse für den Durchgang der Schiffe. Die Ordinate des Wasserspiegels am Einlauf ist auf + 185,0 über dem Spiegel des adriatischen Meeres gelegt. Die Länge des neuen **Werkkanals** beträgt 5835,0 m im Auftrag und Einschnitt und ca. 200,0 m als Brückenkanal (Ponte Canale). Bei der kleinen Ortschaft Castel Novate musste der Kanal einen 300,0 m langen und sehr tiefen Einschnitt passieren, welcher allein eine Bodenbewegung von 210000 cbm verursachte (vergl. Abb. 42). Hinter diesem Einschnitt fällt das Terrain nach dem Tessin zu stark ab. Der neue Kanal verzweigt sich hier in zwei Teile. Der eine führt als Ponte Canale das Wasser an das Krafthaus (vergl. Abb. 43), der andere dient lediglich der Schiffahrt und überwindet mittelst zweier Schleusengruppen den Gefällsunterschied von 28,0 m. In dem nur der Schiffahrt dienenden Zweige müssen nach der

Abb. 43. Der Werkkanal als Ponte Canale.



Konzession sekundlich 3 cbm abgelassen werden. Tatsächlich ist der Bedarf für diesen Zweck viel geringer, wie schon aus der oben angegebenen Ziffer über die Zahl der Barken hervorgeht. Das Gefälle im eigentlichen Kanal beträgt 0,15 ‰ = 1 : 6666. Für den Ponte Canale ist das Gefälle auf 0,53 ‰ gewählt worden, um mit einem möglichst kleinen Querschnitt auszukommen. Zur Berechnung der Geschwindigkeit ist die neuere Formel von Ganguillet & Kutter

$$v = \left[\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \right] \sqrt{R\,J}$$

verwendet, worin der Koeffizient n so angenommen ist, dass der Ausdruck in der Klammer sich zu rd. 70 für den normalen Werkkanal und zu rd. 76 für den Brückenkanal ergibt. Die Gesamtanordnung des Schiffahrtskanals, der Schleusenanlage und der Zentrale zeigt der Übersichtsplan Taf. II, Fig. 1.

Über die Einzelheiten der Anlage sollen nun noch einige Angaben folgen. Die vier Einfluss-Öffnungen des **Einlaufs** sind je 3,0 m breit. Jede kann mit einer lotrechten

Schützentafel geschlossen werden, welche von Hand mittelst der gewöhnlichen Vorgelege gehoben und gesenkt wird. Die neben dieser Entnahmestelle angelegte Schiffahrtsschleuse war nötig, um die Wasserspiegel-Differenz von etwa 0,28 m zu überwinden. Der **Werkkanal** liegt überall auf der rechten Seite des Villoresi-Kanals und parallel zu demselben in einer Entfernung von rd. 26,0 m von Achse zu Achse und getrennt von ihm durch ein Bankett von 7,0 m Breite. Dreiviertel der Kanallänge liegen im Auftrag, der Rest im Einschnitt, jedoch ist der Auftrag an keiner Stelle bedeutend. Der Werk-Kanal ist in seiner ganzen benetzten Oberfläche mit einer Betonlage bekleidet und diese mit einem fetten Putz zur Glättung und Dichtung der Flächen bedeckt (vergl. Taf. I, Fig. 3, 4 u. 6). Die Bekleidung einschliesslich der Putzschicht hat an der Sohle und dem linken Ufer eine Stärke von 16 bis 17 cm, am rechten Ufer eine solche von 25 cm. Die Glättungsschicht selbst ist $1^1/_2$ bis 2 cm stark. Der Beton ist hergestellt zum kleineren Teil im Mischungsverhältnis: 0,85 cbm Kies, 0,50 cbm Sand und 200 kg Zement, zum weitaus grösseren Teil aus 0,85 cbm Kies, 0,55 cbm Sand und 255 kg hydraulischen Kalks aus Palazzolo. Für die Putzschicht ist ein Mischungsverhältnis von 1 cbm Sand auf 1000 kg Portland-Zement oder 1000 kg hydraulischen Kalk verwendet. Die Dichtung hat sich als vollkommen ausreichend herausgestellt.

Man hatte als Verlust für Verdunstung und Versickerung bei 55 cbm/sek. Füllung 1,5 cbm/sek. für die ganze Kanalstrecke angenommen. Obwohl genaue Messungen fehlen, kann man aus den Schützenstellungen am Einlauf und dem Verbrauch der Turbinen dennoch schliessen, dass dieser Verlust tatsächlich bei weitem nicht eintritt. Bemerkt muss aber werden, dass man in der Auftragstrecke, die Nähe des Villoresi-Kanals benutzend, die im Bodenprofil fertigen Kanalstrecken gehörig bewässert hat, so dass nach Aufbringen der Betonbekleidung ein Sacken nicht mehr eingetreten ist. Was die Glätte der Wände betrifft, so hat sich durch Messungen und durch den Betrieb ergeben, dass die Wassermenge bei Füllungen von 3,50 m Tiefe im normalen Profil und von 3,90 m im Brückenkanal den angenommenen Rauhigkeitsbeiwerten in der Geschwindigkeitsformel entsprach.

An zwei Stellen wurde es notwendig, den Villoresi-Kanal vom Tessin landeinwärts zu verdrängen und den Werkkanal an seine Stelle zu legen. In der Nähe der Fabrik Visconti Modrone handelte es sich darum, einen starken Auftrag zu vermeiden und zwischen den Stationen 4446 und 4670 wollte man etwas weiter vom Tessin abkommen, um ein Durchbrechen nach dem Flusse bei etwa entstehenden Undichtigkeiten zu verhindern, da der Tessin an dieser Stelle schon ca. 20,0 m unter dem Wasserspiegel im Kanal liegt. Zur Überführung von Wegen mussten vier eiserne Brücken über den Kanal gelegt werden.

Der Kanalarm für die Schiffahrt hat von dem Schnittpunkt seiner Achse mit der Achse des Ponte Canale bis zum Tessin etwa eine Länge von 1 km. Bald nach der Abzweigung ist die erste Gruppe von zwei gekuppelten Schleusen angelegt, welche zusammen ein Gefälle von 14,0 m überwindet (vergl. Taf. III, Fig. 2). Zwischen der ersten und zweiten Schleusengruppe ist eine gerade Kanalstrecke von 250,0 m eingelegt, um hier ein Begegnen der aufsteigenden und abwärtsgehenden Fahrzeuge zu ermöglichen und um Ein- und Auslade-Plätze für etwaige Fabrikanlagen zu schaffen (vergl. Taf. II, Fig. 1). Jede Schleuse hat eine Nutzlänge von 38,0 m zwischen den Toren und eine Breite von 6,40 m im Wasserspiegel und 5,50 m in der Sohle (vergl. Taf. III, Fig. 2, 3 u. 4). Bald hinter der unteren Schleusengruppe mündet der **Unterwasserkanal** der Turbinen in den Schiffahrtskanal, welcher von hier bis zum Tessin noch ungefähr 500,0 m lang ist und auf den ersten 350,0 m ein Wasserspiegelgefälle von 0,3 ‰, auf den

letzten 150,0 m ein solches von 1°/oo hat. An derselben Stelle mündet auch der kaskadenförmig angelegte Überlaufkanal ein.

Für die Sicherheit der Anlage ist besonders die Stelle wichtig, an welcher der Kanal aus dem Einschnitt bei Castel Novate austritt und sich in die beiden Arme teilt. Man musste hier mit besonderer Sorgfalt fundieren, um nicht ein Durchbrechen des Wassers zu Tale befürchten zu müssen, und das um so mehr, als das Terrain hier aus aufgeschüttetem Boden bestand, welcher von dem Bau des Villoresi-Kanals herrührt.

Die Sicherung ist in der Weise erfolgt, dass man von dem Schnittpunkt der Achsen der beiden Abzweigungen an, die Betonsohle auf 0,50 m verstärkt hat und zwar bis an die Stelle, wo der Ponte Canale (vergl. Taf. II, Fig. 1) beginnt. Im Schleusenkanal ist von da ab die Betonsohle auf 1,0 m verstärkt und darüber noch eine 50 cm starke Schicht aus fettem, reinem Ton gestampft, welcher, um ihn vor Abspülung zu schützen, noch mit einer Flachschicht aus Ziegelsteinen bedeckt ist. Unmittelbar vor der Schleuse ist die Sohle von einem Betonbogen getragen, welcher sich einerseits auf die Schleusenmauer, andererseits auf einen tiefer fundierten Pfeiler stützt. Da, wo die gemauerten Seitenwände des Brückenkanals beginnen, ist zunächst quer über denselben eine 3,0 m tief fundierte Grundmauer gelegt. Daran anschliessend folgt nach dem Krafthause zu eine 0,80 m starke Betonsohle bis zu einem 3,40 m starken Betonpfeiler. Von diesem Pfeiler an wird die Kanalsohle durch flache Bögen von 4,20 m Spannweite zwischen kurzen Pfeilern gebildet, denen je nach der Beschaffenheit des Bodens bis zu 4,40 m breite Fundamentplatten gegeben wurden, um den Druck pro Flächeneinheit auf den Füllboden tunlichst zu verringern. Der erste bis in den gewachsenen Boden hinein fundierte Pfeiler des freistehenden Brückenkanals steht in der Böschung, mit welcher das Terrain von + 184,92 auf + 174,50 abfällt.

Der freistehende Brückenkanal ruht auf Bögen von 4,80 m Spannweite und 0,80 m Scheitelstärke zwischen Pfeilern, welche in Kämpferhöhe 1,30 m stärk sind (vergl. Taf. II, Fig. 4). Jedesmal nach 5 Bogen-Öffnungen folgt ein Gruppenpfeiler von 2,50 m Breite. Die Länge der Mittelpfeiler quer zur Kanalachse beträgt 12,50 m, die der Gruppenpfeiler 12,90 m. Die Einzelheiten des Brückenkanalprofils gehen am besten aus dem Querschnitt Taf. II, Fig. 3 hervor. Viel erwogen ist die Art und Weise, wie man den Brückenkanal gegen Undichtigkeiten sichern könnte. Wenn auch die Temperatur im Winter in der Gegend nicht sehr tief unter 0° sinkt, so ist doch infolge der heissen Sonne der Temperaturunterschied zwischen den beschienenen und beschatteten Stellen und zwischen den wasserberührten und den aussen liegenden Betonmassen recht bedeutend, und man musste sich darauf gefasst machen, dass erhebliche Verschiebungen im Material vorkommen würden. Man hatte daran gedacht, in den Betonkanal einen dichten Kasten von Holz einzusetzen, welcher die genügende Dichtigkeit allein herstellen sollte, auch wenn das Mauerwerk reissen würde. Schliesslich hat man aber doch hiervon Abstand genommen und sich damit begnügt, auf die eigentlich tragende Betonmasse rings um den benetzten Umfang herum eine Schicht aus drei übereinandergelegten Asphalt-Filzlagen einzulegen und diese dann wieder mit einem in sorgfältigster Weise aus fetterem Material hergestellten Betonschlag zu bedecken. Zunächst wurde die Betonfläche sorgfältig gesäubert und dann in Längen von 4,0 bis 6,0 m mit heissem, flüssigem Asphalt angestrichen; hierauf sind dann nacheinander die drei Lagen Asphalt-Filz gelegt und jede sofort nach dem Verlegen mit einem gehörigen Asphaltanstrich versehen. Nach Fertigstellung des Asphaltbelages ist dann eine Betonlage von ca 20 cm aufgebracht und sehr sorgfältig zwischen einer vorgebauten Verschalung festgestampft. Diese Betonlage wurde, nachdem sie vollkommen abgebunden hatte, gleichfalls mit einem Glattputz versehen. Bei den steilen Seitenwänden war es nötig und von ausschlaggebender Wichtigkeit, das Bedecken der Asphaltschicht mit dem Beton sofort vorzunehmen, damit nicht durch den Einfluss der Sonne der Asphalt herabfloss und die Filzlagen blosslegte. Die Gesamtdicke der Asphaltschicht

ist 32 mm. Obwohl sich, wie zu erwarten war, in den Bögen und Seitenwänden des Brückenkanals viele kleinere und grössere Risse gebildet haben, ist die Dichtigkeit dennoch eine vollkommene, so dass der Wasserverlust so gut wie Null ist. Auch die gewölbten unteren Bogenflächen der Kanalbrücke sind so trocken, dass die Bögen als Lagerräume benutzt werden können. Die meisten Risse befinden sich an den Kämpfern und im Scheitel der Bögen. Sie sind von ganz verschiedener Breite. Einzelne erreichen bei niedrigster Temperatur eine Weite von 18 mm, und es ist ersichtlich, dass die Risse nicht nur an der Oberfläche sind, sondern bis tief in die Betonmasse der Seitenwände und Bögen hineingehen.

Der Brückenkanal endet, indem seine Achse in einen Winkel von 138° 39′ abbiegt, in einem Becken, in welchem die Sohle um 1,45 m vertieft ist und die Sohlenweite sich von 6,35 auf 9,35 m vergrössert. Dadurch wird die Geschwindigkeit des Wassers verlangsamt und eine Gelegenheit zur Ablagerung des mitgeführten gröberen Sandes gegeben.


Abb. 44. Ansicht des Überlaufkanals und der unteren Schleusengruppe.



Weitere Vorrichtungen für diesen Zweck waren nicht nötig, weil das Wasser des Tessins fast direkt aus dem grossen Sammelbecken des Lago Maggiore kommt, also verhältnismässig frei von Sinkstoffen ist und weil dem Wasser vor dem Wehre selbst und in dem grossen Becken unterhalb des Wehres Gelegenheit zur Ablagerung gegeben ist. In der Praxis, wie gleich vorweg bemerkt werden soll, hat sich auch herausgestellt, dass das Wasser in schädlichen Mengen Sand nicht mit sich führt, denn es sind keinerlei Beschädigungen der Turbinen durch Sand vorgekommen. Für die zur Regelung der Turbinen dienenden hydraulischen Motoren ist aber dennoch in dem Endbecken eine kleine Filteranlage eingebaut, in welcher das Wasser durch mehrfaches Auf- und Absteigen in verhältnismässig grossen Querschnitten zur Ablagerung aller etwaigen Sandbeimengungen gezwungen wird. Das Wasser tritt aus dem Filter direkt in die Druckrohre der hydraulischen Servomotore, so dass der vorhandene Wasserdruck gleich zum Betrieb der letzteren benutzt wird.

In der Aussenmauer des Beckens befinden sich in Sohlenhöhe drei kreisrunde, mit gusseisernen Schiebern verschlossene Ablässe, durch welche das Becken abgelassen

und gespült werden kann. Auf derselben Mauer ist ein **Überlauf** von 90,0 m Länge angelegt (vergl. Abb. 43), über welchen bei plötzlichem Schliessen aller Turbinen der ganze Zufluss des Kanals abstürzen kann. Über den Überlauf hinweg führt ein aus Platten gebildeter Steg, damit die Revision des ganzen Bauwerkes jederzeit möglich bleibt. Das Wasser fällt von diesem Überlauf 8,5 m herab in einen Überlaufkanal, dessen Sohle auf Terrainhöhe (+ 174,40) liegt und ebenso wie seine Seitenmauern aus Beton gebildet ist. Treppenförmig fällt die Sohle dieses Überlaufkanals in den Schiffahrtskanal ab, um die grosse Gefälldifferenz auf der kurzen Strecke zu überwinden (vergl. Abb. 44). Am abwärts gelegenen Ende der ersten Stufe, in welches das Wasser aus dem Becken hineinstürzt, ist eine Quermauer errichtet und in dieser sind vertikale Röhren angelegt mit horizontalen Zufluss-Öffnungen in Höhe von 1,30 m über der Sohle.

Abb. 45. Inneres des Hauses über den Druckkammern.



Es muss also immer ein Wasserpolster von mindestens 1,30 m Höhe in der ersten Stufe des Überlaufkanals bleiben, so dass der Schlag des herabstürzenden Wassers die Sohle nicht angreifen kann. Bei maximaler Inanspruchnahme des Überlaufs wächst natürlich auch die Wasserhöhe des Überlaufkanales und kann so weit ansteigen, dass ein Teil des Wassers über die erwähnte Quermauer in die zweite Stufe abfallen muss. Für gewöhnlich genügen die vertikalen Röhren in den Quermauern. In diesen stürzt das Wasser lotrecht ab und tritt aus horizontalen Öffnungen in die zweite Stufe unterhalb des Wasserspiegels aus. Die zweite Stufe wie die übrigen vier haben dauernd eine Wasserhöhe von ca. 1,0 m. Das Wasser tritt tatsächlich selbst bei reichlichem Abfluss aus dem Becken mit verhältnismässig geringer und jedenfalls unschädlicher Geschwindigkeit in den Schiffahrtskanal.

Zu erwähnen ist noch, dass der Brückenkanal am oberen Ende durch ein schräg angeordnetes hölzernes Leitwerk derart abgeschlossen ist, dass die Barken nicht in ihn hineingelangen können, sondern in den Schiffahrtskanal abgewiesen werden. Unterhalb dieses Leitwerkes befinden sich in den Seitenmauern und der Sohle zwei Dammbalken-

schlitze, so dass der Ponte Canale mittelst Dammbalken im Falle von Reparaturen trocken gelegt werden kann. Um in solchem Falle die obere Kanalstrecke zu entlasten, ist in der Nähe des Schnittpunktes der Achsen vom Schiffahrtskanal und Brückenkanal eine Schleuse mit sieben Schützen-Öffnungen angelegt, durch welche nötigenfalls das Wasser in den Villoresi-Kanal abgelassen werden kann. Andererseits hat diese Schützenreihe auch den Zweck, dass, falls einmal am oberen Ende des Werkkanals selbst eine Reparatur vorzunehmen wäre, durch den Villoresi-Kanal dennoch Wasser in den Brückenkanal zum Betrieb der Turbinen eingeführt werden könnte (vergl. Taf. II, Fig. 1).

Von dem Endbecken des Brückenkanals zweigen auf der nach dem Krafthause zugekehrten Seite zwölf einzelne Kammern ab, welche, jede für sich, durch Schützen verschliessbar sind (vergl. Abb. 45) und durch welche das Wasser den einzelnen Turbinen zugeführt wird (vergl. Taf. II, Fig. 2). Vor diesen zwölf Kammern befindet sich ein


Abb. 46. Ansicht des Krafthauses der Druckrohre und des Hauses über den Druckkammern.



durchlaufender eiserner Rechen zur Zurückhaltung schwimmender Körper. Der Unterbau des Beckens ist soweit als möglich in Bögen, Kappen und Pfeilern aufgelöst, so dass sich unter dem Becken zusammenhängende gewölbte Räume befinden. Ein Benutzungszweck für diese Räume ist z. Zt. noch nicht gefunden.

Aus den zwölf Kammern wird das Wasser mittelst zwölf schmiedeeiserner genieteter **Flanschenrohre** den Turbinen zugeführt, und zwar dienen zehn von diesen Rohren von je 2,0 m innerem Dm. für die Speisung von zehn 2000 PS_e-Turbinen und zwei von je 0,85 m innerem Dm. für zwei kleinere Erregerturbinen von 220 PS_e. Die Rohre sind auf Fundamentsockeln in gusseisernen Schalen beweglich gelagert und münden in die Kammern des Beckens mittelst je einer Stopfbüchse so ein, dass sie sich bei Temperaturunterschieden in der Büchse bewegen können. Die Röhren liegen frei und sind von allen Seiten zugänglich (vergl. Abb. 46). Unter ihnen führen kleine Betonrinnen herab, um bei Regen und etwaigen Undichtigkeiten das Wasser abzuführen. Die Röhren durchdringen die Mauern des Krafthauses uud münden mit einem Krümmer von oben in die Turbinen ein (vergl. Abb. 47). Das Druckgefälle beträgt bei N.W. 28,0 m, bei H.W. 24,0 m. Jedes Rohr ist vor dem Eintritt in den Maschinenraum mit einem Ent-

lastungsrohr versehen, durch welches es erforderlichenfalls entleert werden kann (vergl. Taf. II, Fig. 2). Die grossen 2000 PS.-**Francis-Turbinen**[4]) machen 187 Uml./Min. und haben horizontale Wellen, auf welchen je zwei Laufräder und zwei Leitschaufelräder mit beweglichen Finkschen Zungen sitzen. Die Laufräder giessen von beiden Seiten nach der Mitte zu in ein gemeinsames Saugrohr aus. Jedes Saugrohr mündet in einen besonderen Kanal und taucht in den Unter-Wasserspiegel ein. Die zwei kleinen Erregerturbinen, mit 300 Uml./Min., haben gleichfalls liegende Wellen, aber nur je ein Laufrad. Die Wellen der grossen Turbine sind so gelegt, dass von dem Gesamtgefälle bei N.W. 5,5 m als Saugwirkung, der Rest als Druck zur Geltung kommt. Die selbsttätige Reglung der Hauptturbinen von Riva Monneret erfolgt durch hydraulische, diejenige der

Abb. 47. Innere Ansicht des Maschinenraumes.



Voithschen Turbinen durch mechanische Servo-Motoren. Die zehn getrennten Kanäle der grossen Turbinen führen unter dem Fussboden des Krafthauses entlang und münden in den gemeinsamen **Unterwasserkanal.** Die beiden kleinen Erregerturbinen dagegen haben einen gemeinschaftlichen Kanal, welcher dazu bestimmt ist, einen Mühlgraben (Roggia Molinare) zu speisen (vergl. Taf. II, Fig. 1). Dieser Mühlgraben bezog früher das Wasser vom oberen Tessin direkt, sein Zuflusskanal aber musste infolge der Werk-Kanalanlage beseitigt werden. Auf diese Weise wird ihm das Wasser in derselben Menge wieder zugeführt, wie er es früher bekommen hat.

Um ein Bild von dem Umfang der Arbeiten zu geben, mögen folgende Ziffern hier Platz finden. Es sind geleistet: An Erdarbeiten 1100000 cbm, an aufgehendem Beton- und Ziegel- resp. Bruchstein-Mauerwerk 90000 cbm, an Kanal-Bekleidungen 50000 qm, Tagewerke in Tagelohn 650000.

Die **Dreiphasen Drehstrom-Maschinen**[5]) sind mit den Turbinen direkt gekuppelt. Sie haben beweglichen Induktor, machen 187 Uml./Min. und können je 1650 KW bei

---

[4]) Acht Turbinen sind von Riva Monneret in Mailand, zwei von J. M. Voith in Heidenheim a. d. Brenz geliefert.

[5]) Geliefert von der E. A. vorm. Schuckert & Co in Nürnberg.

$\cos\varphi = 1$ mit 11 000 Volt Spannung und 50 Perioden in der Sekunde leisten. Die beiden Gleichstromerreger-Maschinen sind gleichfalls mit ihren Turbinen direkt gekuppelt, machen 300 Uml./Min. und leisten je 145 KW bei 110 Volt Spannung.

Abb. 48. Ansicht des Krafthauses vom Unterwasser aus.



Der bauliche Teil des Krafthauses bietet keine Besonderheiten (vergl. Abb. 48). Es enthält einen grossen Maschinensaal von 91,20 m Länge, 16,70 m Breite und

Abb. 49. Inneres des Maschinenraums während der Montage.



11,80 m Höhe bis zum Dachbinder (7,66 qm Bodenfläche für 100 installierte PS_e der Hauptturbinen), welcher mit einem grossen Kran für die Montage und Reparatur der Maschinen (vergl. Abb. 49) ausgerüstet ist. Das Dach ist ganz flach und nach dem System

„Bianchi" eingedeckt. Auf den eisernen Pfetten liegen in Abständen von je 1,0 m I-Eisen, in welche hineinpassende Hohlziegel dicht an dicht geschoben sind. Die Oberfläche der Hohlziegel liegt bündig mit der Oberkante der I Träger. Die so gebildete Dachfläche ist mit mehreren Lagen Asphaltpappe bedeckt, und darauf ist Kies und Chausseeschlick gebracht wie bei Holzzement-Dächern. Die Dichtigkeit ist eine vollkommene und das Erfordernis der Feuersicherheit erfüllt. Ausserdem kühlt das Dach im Winter nicht stark ab, so dass es nicht tropft. Freilich wird eine solche Eindeckung teuer (8,0—10,0 Lire pro qm).

Hervorzuheben wäre noch die Anlage eines unter dem ganzen Maschinenraume hinlaufenden 4,10 m breiten **Kabel-Kanals** (vergl. Taf. II, Fig. 2), in welchem alle von den Maschinen ausgehenden Leitungen in übersichtlicher Weise untergebracht sind. Ein solcher Raum sollte mit möglichst reichlichen Abmessungen in keinem elektrischen Krafthause fehlen. Vor dem eigentlichen Maschinensaale nach dem Becken zu befindet sich noch ein besonderer, vom Maschinensaale aus zugänglicher und unter einem besonderen Dach befindlicher Raum, in welchem sich die Schieber der Haupt-Druckrohre und die Entlastungsrohre derselben mit ihren Schiebern befinden.

Obwohl in einem Vorbau zum Maschinensaale für die **Schaltanlage** in zwei Etagen übereinander je ein Raum von 17,0 m Länge und 3,60 m Breite zur Verfügung gestellt wurde, hat sich dennoch schon bei der Montage des ersten Ausbaus herausgestellt, dass der Platz zu knapp war.

Im Erdgeschoss der Schaltanlage befinden sich alle für die Regulierung der Dynamo-Maschinen erforderlichen Schaltapparate; im ersten Stock diejenigen für die Fernleitung. An der äusseren Seite des im ersten Stocke befindlichen Hauptschaltbrettes sind nur isolierte Griffe und Apparate mit niedriger Spannung sichtbar und greifbar.

Für jede Phase einer Fernleitung sind je ein Siemens scher Hörner-Blitzableiter und ein Wurtsscher Ableiter mit Kohlenwiderständen zum Schutze der Maschinen gegen atmosphärische Entladungen eingeschaltet. Ausserdem ist für jede Linie ein Wasserstrahlapparat zur dauernden Entladung atmosphärischer Elektrizität angelegt (vergl. Kap. III, 6B und Kap. III, 7). Für die Unterbringung der Blitzschutzvorrichtungen wurde nachträglich ein besonderer Raum über den Druckrohrschiebern angelegt.

Die industriellen Orte Gallarate (10 km von dem Krafthause), Busto Arsizio (rd. 15 km), Legnano (rd. 18 km), Saronno (rd. 28 km), Sesto Calende (rd. 15 km) und ihre Umgebungen, sowie das Tal des Flusses Olona sind ein gutes Absatzgebiet für die erzeugte Elektrizität. Hauptsächlich handelt es sich um Kraftabgabe an Spinnereien, Maschinenbau-Anstalten und andere industrielle Unternehmungen. Drei gesonderte Fernleitungen, bestehend aus blanken Kupferdrähten, gehen von dem Krafthause aus in die Konsumgebiete. Für die Beleuchtungsanlagen in den Orten Gallarate, Busto Arsizio und Legnano und ihrer Umgebung sind noch auf denselben Masten besondere Lichtleitungen verlegt. Mailand ist 40 km entfernt. Bis jetzt hat die Società Lombarda nach dorthin ihre Stromlieferung noch nicht ausgedehnt. Die Gesamtlänge der Primär- und Sekundärleitungen betrug bereits 1903 für das Krafthaus Vizzola allein 150 km[6]). Die Montage erfolgte auf eisernen Gittermasten mit eichenen Auslegern und Porzellan-Isolatoren (vergl. Kap. III, 7. Fernleitungen). Die Spannung beträgt wie die Maschinenspannung 11 000 Volt. In den genannten Orten und an anderen Stellen, wo es die Umstände erforderten, wird der Strom in Transformatoren-Stationen, welche meistens mit normalen Typen von 200 KW ausgerüstet sind, auf 3600 Volt herabtransformiert und von da in einem sekundären Netz verteilt. Grössere Konsumenten haben zum Teil bei sich selbst eine

6) Das Netz ist inzwischen noch erheblich weiter ausgebaut, da die Gesellschaft noch andere Kräfte erworben hat und betrug Ende 1905 schon 254,0 km.

besondere Transformatorenstelle einrichten lassen, in welcher der primäre Strom auf 500 Volt herabtransformiert wird. Der sekundäre Strom von 3600 Volt wird zum Teil direkt mit dieser Spannung an die Konsumenten abgegeben, zum Teil noch an den Konsumstellen auf 125 Volt ein zweites Mal transformiert. Von den Niederspannungs-Klemmen der sekundären Transformatoren an hat der Konsument die weitere Leitung auf seine Kosten anzulegen und zu bedienen. Im ganzen waren 1903 bereits 113 einzelne Transformatoren-Stellen im Betriebe.

Alle Stromlieferungsverträge sind auf Basis von Pauschalpreisen pro KW und Jahr abgeschlossen, welche zwischen einem Maximum von 400 Lire bei einem Konsum bis zu 5,0 KW und einem Minimum von 160 Lire bei einem Konsum über 700 KW schwanken. Bei den meisten Verträgen ist der Strom 12stündig zur Verfügung gestellt. Für 24stündige Benutzung ist ein um 60 bis 70 % erhöhter Preis zu entrichten.

Es steht in dem Krafthause Vizzola an den Turbinenwellen gemessen, eine ständige Kraft, welche als 355tägige bezeichnet werden darf, unter Mitverwendung der von dem Duca Visconti Modrone erworbenen 7 cbm/sek. von etwa 15400 PS_e zur Verfügung. Die neunmonatliche und sechsmonatliche Kraftleistung ist natürlich noch höher. Es ist also die S. 244 in Tabelle I des Vergleichs wegen mit $^2/_3$ der installierten Turbinenleistung angenommene sogenannte „mittlere Nutzleistung“ für Vizzola viel zu ungünstig, und es liegt gerade der hohe Wert dieser Wasserkraftanlage in der verhältnismässig grossen Gleichmässigkeit der verfügbaren Wassermengen.

Im Jahre 1903 haben die Gesamteinnahmen der Lombarda schon 1984129 Lire betragen. Da aber die Einnahmen der letzten Monate 1903 sich bereits auf je 180000 Lire beliefen, so hätte man pro 1904 mit einer Jahreseinnahme von mindestens 2160000 Lire aus der Vizzola-Anlage allein rechnen können. Die Gesellschaft hat später eine grosse Dampfzentrale in Castellanza errichtet und es sind noch andere Wasserkräfte hinzugekommen, so dass man aus späteren Geschäftsberichten den Anteil der Wasserkraftanlage Vizzola an den Gesamteinnahmen nicht mehr erkennen kann. Die erzielte Durchschnittspreis hatte im Jahre 1905 für das bei den Konsumenten abgegebene KW und Jahr 238 Lire bei 12 stündiger Lieferung betragen. Wegen eines Projektes zur Verwendung der verfügbaren Kraft während der Nachtstunden vergl. Kap. III, 1 C. Stauweiher.

Über die **Anlagekosten** enthält die Tabelle I S. 244/245 einige Angaben.

Die **Betriebsausgaben** betrugen 1903 in runden Zahlen:

a) für alle direkten Betriebskosten, einschliesslich der Kosten für die allgemeine Verwaltung, aber ohne Steuern, Abgaben und Wasserzins, Lire 315500;

b) für Steuern und Abgaben sowie für den Wasserzins Lire 198000[5]); zusammen also 513500 Lire. Das Gesamtanlagekapital betrug Ende 1903 (ohne Abzug der seit Betriebseröffnung erfolgten Abschreibungen) 13328000 Lire, so dass die obigen Ausgaben etwa 4,2 % des Anlagekapitals ausmachen. Rechnet man für die indirekten Betriebsausgaben noch 7—8 % hinzu, so würden 1903 die Gesamtbetriebsausgaben 11,2—12,2 % des Anlagekapitals betragen haben.

---

[5]) Im Geschäftsbericht ist für diesen Posten zwar eine höhere Zahl angegeben, welche aber hier deshalb nicht übernommen werden konnte, weil sie rückständige Steuern aus Vorjahren mit enthält.

§ 2. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Naviglio Grande bei Turbigo der Società Lombarda per Distribuzione di Energia Elettrica, Mailand[1]). Hierzu Taf. IV—VII.

Da die Società Lombarda bald nach Eröffnung ihres Werkes bei Vizzola infolge der grossen Nachfrage nach Kraft zu der Erkenntnis kam, dass sie den Bedarf mit ihrer Anlage in Vizzola allein nicht decken könne, erwarb sie im August 1901 von den Ingenieuren G. B. Conti, Greppi und Sioli eine Konzession für eine Wasserkraft von 5000 PS_e am Naviglio Grande. Letzterer, von dem schon bei der Beschreibung der Vizzola-Anlage die Rede gewesen ist, hat eine Gesamtlänge von rd. 50,0 km. Auf den ersten 30,0 km vom Austritt aus dem Tessin bis zum Orte Abbiategrasso hat der Kanal ein Gefälle von 29,0 m, auf den restlichen 20,0 km bis Mailand nur ein Gesamtgefälle von 4,5 m. Da die Erbauer des Kanals Kammerschleusen wahrscheinlich noch nicht kannten, so hat man sich dem Terrain möglichst angeschmiegt. Die Geschwindigkeit auf der ersten Strecke war für die Schiffahrt stets eine grosse Schwierigkeit und machte die Unterhaltung kostspielig. Neben der Schiffahrt dient der Naviglio Grande hauptsächlich der Bewässerung des Landes. Infolgedessen nimmt die Wassermenge in seinem Verlaufe ab und verringert sich bei dem Eintritt in Mailand auf 7,0 cbm/sek., während sie bei dem Austritt aus dem Tessin 65,0 cbm/sek. beträgt. Hieraus ergibt sich schon, dass die letzten 20,0 km einen wesentlichen Wert für Kraftzwecke nicht besitzen. Für die Abführung des Wassers auf den ersten 30,0 km würde ein Gefälle von 5,0—6,0 m genügen, so dass 23,0—24,0 m Gefälle für industrielle Zwecke gewonnen werden könnten. Im Februar 1894 haben dann auch die oben genannten Ingenieure der Regierung ein Konzessionsgesuch vorgelegt auf Grundlage eines Projektes, nach welchem sie das Gefälle auf den ersten 30 km bis Abbiategrasso in sechs Stufen ausnützen wollten. Bald darauf wurden auch von anderer Seite Projekte vorgelegt, welche andere Lösungen darboten. Die italienische Regierung gab aber den drei genannten Ingenieuren unter dem 24. August 1899 die Konzession für die industrielle Ausnützung von 60 cbm/sek. auf den ersten 30,0 km, indem sie die Ermächtigung hinzufügte, für die Ausführung des Projektes Änderungen vorzuschlagen, wenn nur die Hauptgesichtspunkte für die zweckmässige Ausnützung der Wasserkraft, für die Verbesserung der Schiffahrt und die Wahrung der bestehenden Wasserrechte beachtet würden. Der grosse volkswirtschaftliche Vorteil des Projektes musste einleuchten. Für die Schiffahrt konnte das Hindernis der zu starken Geschwindigkeit im Naviglio Grande beseitigt, für die Industrie konnten ca. 15500 theoretische PS gewonnen werden, ohne die vorhandenen Bewässerungsrechte einzuschränken. Ausserdem war an den Fiskus nach der Ausführung der gesetzliche Kanon von 3 Lire pro PS, d. i. $3 \times 15500 = 46500$ Lire, jährlich zu zahlen und die Unterhaltungspflicht des alten Naviglio Grande auf der auszubauenden Strecke fiel den Unternehmern zur Last.

Für die Società Lombarda hatte besonders die erste Strecke des Naviglio Grande vom Ausfluss aus dem Tessin an gerechnet Interesse, weil das zugehörige Krafthaus unweit Vizzola zu errichten war, was wegen der Benutzung der vorhandenen Fernleitung sowohl, als auch wegen der gemeinsamen Aufsicht des Betriebes besondere Vorteile bot.

[1]) Die Abbildungen sind aus der Veröffentlichung von Alessandro Scotti: „Le Forze Idrauliche del Naviglio Grande e L' Impianto Idroelettrico di Turbigo“ entnommen.

Die Lombarda änderte daher die Projekte der Konzessionäre so ab, dass die ersten drei Stufen zu zwei vereinigt wurden, von denen die erste in der Nähe des Ortes Turbigo mit 60 cbm/sek. 8,20 m Gefälle, die zweite zwischen Turbigo und Castelletto di Cuggiono mit 50 cbm/sek. 3,80 m Gefälle hatte. Auf die letztgedachte Kraft und die übrigen Wasserkräfte der ersten 30 km des Naviglio Grande erwarb die Lombarda eine Option. Vorläufig zur Ausführung bestimmt wurde aber nur die erste Gefällstufe bei Turbigo. Für diese Strecke kamen nur drei gesonderte Bewässerungsrechte in Frage, welche bei Anlegung des neuen Kanals leicht befriedigt werden konnten. Auf der weiteren Strecke aber häufen sich die Wasserrechte und der Konzessionär der Wasserkraft wird immerhin auf erhebliche Verwickelungen und Prozesse zu rechnen haben.

Die Regierung stimmte mit Dekret vom 11. Januar 1902 dem Antrage der Lombarda zu, an die Stelle der alten Konzessionäre für die erste Strecke zu treten, und genehmigte auch das veränderte Projekt. Bei der Bearbeitung des Projektes stellte sich dann noch als vorteilhafter heraus, den Kanal auf die linke Seite des Naviglio Grande zu legen, statt auf die rechte, wie es die drei Ingenieure projektiert hatten, weil der Kanal auf der rechten Seite fast in der ganzen Länge hätte im Auftrag liegen müssen. Auf der linken Seite konnte er zum weitaus grössten Teil im Einschnitt angelegt werden. Ausserdem bot die Lage auf der linken Seite den Vorteil, dass das alte Bett des Naviglio Grande mit allen seinen Entlastungsüberfällen und Schleusen während des Baues des neuen Kanals unverändert bestehen bleiben konnte, und man das alte Bett später nach Fertigstellung des neuen Kanals bei Hochwasser sowohl, als auch im Falle einer notwendigen Reparatur im neuen Kanal für die Abführung des Wassers, die Aufrechterhaltung der Schiffahrt und der Bewässerung benutzen konnte.

Die Arbeiten für die Ausführung des Werkes sind im März 1903 begonnen und der Betrieb wurde schon im Herbst 1904 eröffnet. Zwischen dem Ausflusse des N. Gr. aus dem Tessin und dem Unterwasser der Anlage Vizzola liegt noch ein nutzbares Gefälle von rd. 7,5 m. Die Konzession für die Ausnützung dieses Gefälles war an die Mittelmeer-Bahngesellschaft gegeben, um sie für die Umwandlung der Linie Mailand-Varese in elektrischen Betrieb zu benutzen. Der elektrische Betrieb ist bekanntlich inzwischen eingeführt und seit 1901 in regelmässiger Benutzung. Man hielt es damals zunächst für vorteilhafter, in der Nähe des Örtchens Tornavento, wo auch das zukünftige Wasserkrafthaus seinen Platz finden musste, eine grosse Dampfzentrale zu errichten, welche schon im Oktober 1901 in Betrieb genommen wurde. Es ist das darauf zurückzuführen, dass zu dem Zeitpunkt, als die Einrichtung des elektrischen Betriebes für die gesamte Strecke beschlossen wurde, es noch unsicher war, ob die Konzession der Mittelmeerbahn, welche 1905 ablief, verlängert werden würde oder nicht. Inzwischen hat der italienische Staat die Mittelmeerbahn übernommen.

Als nun die Lombarda im Begriff war, an den Ausbau der Wasserkraft von Turbigo zu gehen, drängte sich der Gedanke auf, dass es doch am zweckmässigsten sein würde, das Gefälle bei Tornavento mit dem von Turbigo zu einem Gesamtgefälle von 15,70 m zu vereinigen. Die Schiffahrt hätte zwischen Vizzola und Turbigo keine Schleusen mehr passieren brauchen, und die Anlage und Betriebskosten pro PS_e wären erheblich billiger geworden. Allein die eingeleiteten Verhandlungen blieben erfolglos, weil die Mittelmeer-Gesellschaft beim damaligen Stande der Dinge keine weittragenden Verbindlichkeiten eingehen konnte.

Der neue **Werkkanal** zweigt in der Nähe des kleinen Gehöftes Castellana aus dem alten Naviglio Grande ca. 800,0 m unterhalb von der Ausmündung aus dem

Tessin ab und verläuft ca. 2,0 km parallel mit dem alten Kanal (vergl. Taf. IV, Fig. 1). Nach 2,0 km. bei einer alten Mühle „Tinella“, tritt das den Tessin begleitende Plateau mit einem steilen Hang von 40,0 m Höhe fast dicht an den N. Gr. heran und es ergab sich durch Rechnung, dass es vorteilhafter war, das Bett des N. Gr. flusswärts in seiner halben Breite zu verschieben und so Platz für den neuen Kanal in der Ebene zu gewinnen, als die grossen Erdmassen des Plateaus abzutragen. Auf der übrigen Strecke ist gleichfalls die Trace der geringsten Erdbewegung gesucht. Etwa 600,0 m aufwärts der Brücke bei Turbigo mündet der Unterwasserkanal des Kraftwerkes wieder in den N. Gr. ein, während ca. 120,0 m weiter abwärts der lediglich der Schiffahrt dienende Arm des neuen Kanals den N. Gr. wieder erreicht. Um die 8,20 m Gefälle zu erzielen, war es noch notwendig, den N. Gr. auf der Strecke vom Krafthaus bis zur Brücke bei Turbigo durch Sohlenvertiefung zu regulieren. Wegen des neuen Profils vergl. Taf. V, Fig. 5. Da der N. Gr. regelmässig im Jahr einmal zur Vornahme von Reparaturen trocken gelegt wird, so konnte diese Profilveränderung ohne Schwierigkeiten ausgeführt werden. Die Profile des Werkkanals zeigen Taf. V, Fig. 3 u. 4. Auf den ersten 1508,0 m ist die Sohlenbreite 22.0 m und die Wassertiefe 2,80 m. Auf der übrigen Strecke bis zur Abzweigung des Armes für die Schiffahrt die Sohlenbreite 15,0 m und die Wassertiefe 3,40 m. Die Böschungen haben eine Neigung von 1 : 1,25. Sohle und Böschungen sind wie bei dem Vizzola-Kanal mit Beton bekleidet und mit einem Zementputz geglättet. Der Wasserspiegel im N. Gr. 400,0 m unterhalb der gegenwärtigen Ausmündung aus dem Tessin hatte bei normalem Wasserstande eine Höhe von + 146,75 N.N. des Adriatischen Meeres, während der Wasserspiegel an der Brücke bei Turbigo auf + 137,46 m lag. Von diesen beiden Höhenzahlen ist man bei der Projektierung ausgegangen. Für die Berechnung der Geschwindigkeit ist wieder die Formel von Ganguillet und Kutter, wie sie bereits bei der Beschreibung der Vizzola-Anlage angegeben wurde, benutzt. Es ergeben sich bei den gewählten Profilen und Wassertiefen Geschwindigkeiten von 1,05 m/sek. für das Profil von 22,0 m Sohlenbreite, und 1,18 m/sek. für das Profil von 15.0 m Sohlenbreite, d. h. eine Leistungsfähigkeit von ca. 71,5 cbm/sek., während konzessionsmässig der Kanal, einschliesslich der für die Schiffschleusen und die Bewässerung erforderlichen Wassermengen, nur 65 cbm abzuführen hat. Dass man die Profile aber etwas grösser gewählt hat, rechtfertigt sich dadurch, dass während acht Monaten sehr reichlich Wasser zur Verfügung steht und die Lombarda bei Castellanza eine Dampfzentrale zur Reserve besitzt, mit welcher sie in den vier Monaten der wasserarmen Zeit ihre Wasserkraftwerke durch Dampfkraft ergänzen kann. Von dieser Dampfzentrale wird weiter unten noch die Rede sein.

An der Einlaufstelle konnte im Schutze eines Fangedammes die Werkkanalmündung ohne Wasserhaltung ausgegraben werden. Der **Einlauf** ist durch 10 Schützentafeln von je 3,0 m Breite und 2,0 m Höhe regulierbar (vergl. Taf. V, Fig. 1 u. 2). Die gesamte lichte Breite der Einlauföffnung zwischen den Pfeilern ist so berechnet, dass mit einem Gefällverlust von 0,15 m die konzessionsmässige Wassermenge von 65 cbm/sek. in den Kanal eintreten kann. Auf den Pfeilern liegt oberhalb des höchsten Wasserstandes eine Brücke, welche zugleich zur Überführung einer öffentlichen Landstrasse dient und die Bewegungsmechanismen für die Schützentafeln trägt. Unterhalb des Einlaufs des Werkkanals zweigt der Schleusenkanal ab, durch welchen die Schiffahrt ihren Weg zu nehmen hat (vergl. Taf. V, Fig. 1). Nach einer Einlaufstrecke für die Barken von 150,0 m folgt die Schleuse, welche nach dem alten Normalprofile mit 38,0 m Länge zwischen den Toren, 5,50 m Breite in der Sohle und 6,40 m Breite im Wasserspiegel errichtet ist. Die Tore sind aus Holz, gleichfalls nach alten Mustern. Das

Schleusenwasser tritt durch einen in einer Seitenwand angelegten Kanal ein und aus. Unterhalb des Einlaufs in den Schiffahrtsarm ist der Naviglio mittelst eines Poiréeschen Nadelwehres abgeschlossen [2]). Die Stauhöhe entspricht dem normalen Wasserstande. Man hat diese bewegliche Konstruktion einem einfachen Damme vorgezogen, um das Bett des Naviglio auf alle Fälle zur Verfügung zu behalten. Etwa 60,0 m oberhalb des Nadelwehres befindet sich auf der rechten Seite des Naviglio ein Kiesfreilauf mit 5 Öffnungen von je 2,0 m Breite. Die Sohle des Naviglio ist gegen diesen Kieslauf zu vertieft, damit sich Kies und Sand an dieser Vertiefung ablagert und durch den Kiesfreilauf fortgespült werden kann. Weiter oberhalb sind auf der rechten Seite des N. Gr. noch drei Überläufe, zur Entlastung des Kanals in Fällen von Hochwasser, angebracht. Sowohl die drei Überläufe, als auch der Kiesfreilauf münden in einen alten Flussarm des Tessin, „Marinone“ genannt. An der alten Ausmündung des Naviglio aus dem Tessin ist nichts verändert. Durch einen schräg in den Fluss eingebauten Steindamm, dessen Krone auf N.W. liegt, wird bei N.W. eine genügende Wassermenge des Tessins gezwungen, in den Naviglio einzutreten. Da dieser alte Damm seit Jahrhunderten seinen Zweck erfüllt hat, lag keine Veranlassung vor, ihn zu ändern. Um das Hochwasser von dem neuen Kanal fernzuhalten, ist die Einmündung, und soweit es nötig war, das rechte Ufer durch Dämme geschützt, deren Kronen auf + 150,20 liegen.

Zur Überführung des Treidelweges ist eine kleine Brücke über den Kanaleinlauf errichtet.

Ausser den bereits erwähnten Kunstbauten wurden im Laufe des Kanals noch nötig: drei eiserne Brücken für Landwege, zwei Überfälle, ein Dücker um den Bach „Gora Molinara“ unter den Kanal hindurchzuführen und zwei Öffnungen zur Abführung von Wasser für Bewässerungszwecke. Bei der Station 5400 teilt sich der Kanal in 2 Arme, von denen der linke ausschliesslich für die Schiffahrt bestimmt ist (vergl. Taf. VI, Fig. 2). In zwei unmittelbar aneinanderstossenden Schleusen von normaler Konstruktion wird das Gefälle von 8,20 m überwunden. Die Sohle des Schleusenkanals liegt um 1,80 m höher, als die Sohle des Werkkanals, da konzessionsmässig durch den Schiffahrtskanal nur 3,0 cbm fliessen sollen, für die kleinen Fahrzeuge aber immer noch reichlich Wassertiefe bleibt.

Bemerkt sei noch, dass an den konkaven Ufern des Werkkanals zum Schutze der Böschungen und der Fahrzeuge in Abständen von 4,0 bis 5,0 m starke Rundhölzer mit eisernen Schellen auf den Böschungen befestigt sind (vergl. Taf. VI, Fig. 2).

Der Werkkanal wendet sich von der Abzweigung des Schiffahrtarmes an mit einer Kurve nach dem Krafthause zu, welches dicht an das linke Ufer des alten Naviglio lotrecht zur Achse des neuen Kanals gestellt ist (Taf. VI, Fig. 1.) Vor der Turbinenkammer erweitert sich der Kanal zu einem **Becken**. Jede der sechs **Turbinenkammern** ist für sich durch zwei Schützentafeln von je 3,0 m Breite gegen das Becken abschliessbar. Hinter den Schützentafeln befindet sich für jede Kammer ein Rechen aus Flacheisen, um schwimmende Körper zurückzuhalten. Die Turbinenkammern sind im übrigen oben offen und jede kann durch Schieber nach dem unter der Kammer befindlichen Turbinenkanal entleert werden.

Über den Pfeilern, welche die Turbinenkammern bilden, läuft eine Brücke, von welcher aus die Vorgelege der Schützentafeln bedient werden können. Auf dem Boden von fünf Turbinenkammern sind fünf gleiche **Turbinen** [3]) von normal 1500 PS_e bei

[2]) Abb. dieses Wehres findet sich Kap. III, 1 A, Wehre.

[3]) Die Turbinen sind von Riva Monneret in Mailand geliefert.

125 Uml./Min. und einer Wassermenge von 18000 l/sek. aufgestellt. Jede Turbine hat zwei Laufräder und zwei Leiträder. Letztere haben drehbare Finksche Zungen, welche alle gemeinschaftlich mittelst einer Galleschen Kette geöffnet und geschlossen werden können (vgl. Taf. LXVII, Fig. 4). In der sechsten Turbinenkammer stehen zwei kleine Turbinen von je 100 PS_e, welche die mittelst elastischer Zodelkuppelung direkt gekuppelten Gleichstromerregermaschinen antreiben. Die grossen Turbinenwellen sind mit den Dynamos durch Scheibenkuppelung verbunden. Die Öffnung, durch welche die Welle der Turbine in den Maschinensaal eintritt und durch welche gleichfalls das Gestänge für die Regulierung hindurchgeht, ist durch eine Stahlplatte geschlossen. Diese hat eine mit der Wand verankerte konische Lagerfläche. Da der Wasserdruck in den Turbinenkammern die Platte dauernd an das Lager presst, so ist die Dichtigkeit eine vollkommene. Die Durchdringungen der Turbinenwellen und des Gestänges sind durch Stopfbüchsen gedichtet.

Der Maschinensaal des **Krafthauses** hat eine Länge von 40,0 m, eine Breite von 10,0 m und eine Höhe bis Dachbinder-Unterkante von 11,25 m und ist mit einem elektrisch betriebenen Laufkran von 25 t Tragkraft ausgerüstet. Die **Stromerzeuger**[4]) von je 1050 KW bei $\cos \varphi = 0{,}8$ liefern Dreiphasenwechselstrom mit 50 Per. von 11000 Volt Spannung. In einem rd. 26,0 m langen erkerartigen Vorbau sind in zwei Etagen die Schaltanlagen untergebracht. Die sechs Turbinenkanäle gehen unter dem Krafthause hinweg und münden dann in den alten Naviglio Grande aus. Um den Wasserspiegel in dem Becken vor den Turbinenkammern bei plötzlichem Abstellen der Turbinen nicht erheblich ansteigen zu lassen, ist am rechten Beckenufer auf der Einfassungsmauer aus Beton ein 90,0 m langer Überfall hergestellt, dessen Krone auf der Höhe des Normalwasserspiegels (+ 145,66) liegt (vergl. Taf. VI, Fig. 3). In dieser eben genannten Mauer befinden sich unmittelbar vor der Linie der Turbinenkammern noch drei Grundschützen, welche mit eisernen Spindelschiebern geöffnet und geschlossen werden können. Um im Betriebe einen konstanten Wasserdruck zu haben, ist eine Vorrichtung mit elektrischer Schwimmerschaltung getroffen worden, welche diese Schieber durch einen Motor öffnet, sobald der Wasserspiegel über die normale Höhe steigt, und sie wieder schliesst, wenn diese erreicht ist. Gleichzeitig dienen diese drei Grundschützen zur Spülung des Beckens. Ablagerungen, besonders von grobem Geschiebe, welche gegenwärtig bei H.W. im Tessin noch ziemlich beträchtlich werden können, werden übrigens so gut wie ganz wegfallen, wenn später einmal die Kraft bei Tornavento ausgebaut sein und der Entlastungskanal von Vizzola, ohne den Tessin zu berühren, das Wasser dem Kraftwerk Tornavento zuführen wird. Von hier wird dann das Wasser direkt in den Werkkanal von Turbigo eintreten. Das über den vorerwähnten Überlauf stürzende Wasser fällt in einen treppenförmig angelegten Kanal, dessen Sohle und benetzte Seitenwände aus Beton hergestellt sind. Die Sohle der obersten Stufe liegt auf + 142,26, diejenige der zweiten auf + 140,26, der dritten auf + 138,26 und der vierten auf + 135,46, von welcher dann noch ein Absatz von 0,70 m auf die Sohle des Naviglio herabführt. Die drei obersten Stufen, in welche das Wasser von dem Überlauf hineinfällt, sind am unteren Ende durch Betonmauern von 0,80 m Höhe abgeschlossen. 0,60 m über der Sohle befinden sich in diesen Mauern horizontale Röhren, welche ihrerseits mit vertikalen, auf den Grund der nächsten Stufe führenden Röhren in Verbindung stehen. Hier tritt dann das Wasser der oberen Stufen durch horizontale Röhren unter den Wasserspiegel der unteren Stufe ein. Auf diese Weise wird zum Schutz der Sohlen

4) Die Drehstrom-Generatoren sind von Gadda & Co. in Mailand geliefert.

gegen das herabfallende Wasser immer ein Wasserpolster von mindestens 0,60 m erhalten und das Wasser büsst durch den Fall in den lotrechten Röhren mit zweimaligem Richtungswechsel und durch das Wasserpolster einen grossen Teil seiner Geschwindigkeit ein. Muss die ganze Wassermenge oder ein grosser Teil derjenigen, welche der Werkkanal in das Becken führt, über den grossen Überlauf stürzen, so tritt das Wasser natürlich auch zum Teil über die Krone der Stirnmauern in den einzelnen Stufen. Da es sich aber zu einem Teil an den lotrechten Überfällen totfällt, zum anderen Teil in einzelnen Wasserfäden aus den Röhren unter dem Wasserspiegel austreten muss, verliert es seine zerstörende Kraft.

Damit der Betrieb zu der Zeit, in welcher der Naviglio Grande unterhalb des Krafthauses trocken gelegt wird — und das geschieht, wie schon erwähnt, um die nötigen Reparaturen vornehmen zu können, jährlich einmal — aufrecht erhalten werden kann, sind gegenüber dem Krafthause sechs Entlastungsschützen[5]) von zusammen 23,0 m lichte Weite angelegt, an welche sich ein Kanal von 857,0 m Länge anschliesst, gross genug, um die ganze Wassermenge des Werkkanals in einen alten Arm des Tessin abführen zu können (vergl. Taf. IV, Fig. 1 und Taf. VI, Fig. 1).

Die **Anlagekosten** des baulichen Teiles sind in Tabelle I S. 242/243 mitgeteilt. Erwähnt sei hier noch, dass der elektrische Teil des Krafthauses im ganzen 550000 Lire oder 73,3 Lire = 59,3 Mk. pro installierte PS_e der Hauptturbinen gekostet hat (vergl. S. 260).

Auch diese Wasserkraft ist dadurch ausgezeichnet, dass sie eine verhältnismässig hohe ständige (355 tägige) Kraftleistung aufweist. Wie bereits kurz mitgeteilt, hat die Società Lombarda im Zentrum ihres Verteilungsgebietes, nämlich im Orte Castellanza, eine grosse Dampfzentrale mit ursprünglich 6000 PS_e erbaut und dieselbe inzwischen bis 1907 bereits auf 20000 PS_e erweitert[6]). Sie ist dadurch in die Lage versetzt, auch die neunmonatliche Wasserkraft von Vizzola und Turbigo als ständige Kraft zu verkaufen. Die grosse Erweiterung der Dampfzentrale ist darauf zurückzuführen, dass die Gesellschaft mit den Wasserkräften Vizzola und Turbigo einschliesslich der ursprünglich geplanten Dampfzentrale den Bedarf in dem versorgten Industriegebiete bei weitem nicht decken konnte und deshalb, eine sich ihr bietende Gelegenheit benutzend, sich noch eine Kraft von rund 20000 PS_e oder 14000 KW sicherte und eine Option auf noch weitere Kraft erwarb. Die schweizerische Société des Forces motrices de Brusio hat an dem Flusse Poschiavino bei Brusio in der Schweiz und zwar nahe der italienischen Grenze ein Kraftwerk mit rund 35000 PS_e installierter Leistung errichtet und sich der Lombarda gegenüber verpflichtet, ihr die oben genannte Kraftmenge in Italien unmittelbar an der Grenze zu liefern. Diese Anlage wird wahrscheinlich 1907 in Betrieb kommen[7]). Um nun inzwischen die Konsumenten bereits an das Netz anschliessen zu können, welche später ihren Strom aus der Brusio-Anlage beziehen werden, hat es die Lombarda für richtig gehalten, ihre Dampfzentrale in der bezeichneten Weise zu erweitern. Die Mehrkosten, welche ihr durch den Dampfbetrieb erwachsen, werden dadurch wieder eingebracht, dass sie vom ersten Tage an, wo sie Strom von Brusio aus beziehen kann, auch volle und nutzbringende Verwendung für denselben hat.

---

5) In der Fig. 1 auf Taf. VI sind die erwähnten Entlastungsschützen nicht dargestellt.

6) Einschliesslich der in Bestellung gegebenen Maschinen etc.

7) Der Betrieb ist März 1907 tatsächlich eröffnet.

§ 3. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Brembo

der Società Bergamasca per Ditribuzione di Energia Elettrica. Hierzu Tafel VIII u. IX [1]).

Um die industriereiche Stadt Bergamo und ihre Umgebung mit elektrischer Energie zu versorgen, wurde in der Mitte der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts eine Konzession [2]) erworben, nach welcher in der Nähe des Ortes Sedrina am Brembo ein Wehr anzulegen, 10 cbm/sek. Wasser aus dem Flusse zu entnehmen und in einem ca. 3125,0 m langen Werkkanal bis in die Nähe des Ortes Clenesso zu führen war. Das durch das Wehr und den Werkkanal zu gewinnende Nutzgefälle sollte 27,5 m betragen.

Für die Anlage des **Wehres** wurde eine Stelle unterhalb des Zuflusses der Brembilla gewählt, wo nach einer sehr starken Verengung zwischen steilen Felswänden sich das Flussbett erweitert (vergl. Tafel VIII, Fig. 1). Infolge dieser Erweiterung hatten sich daselbst seit Jahrhunderten Kiesablagerungen gebildet, welche den felsigen Untergrund in einer sehr mächtigen Schicht bedeckten. Man wählte diese Stelle wohl besonders mit Rücksicht auf die einfache Bauausführung. Im Winter führt der Brembo an der Stelle unter Umständen nur 7—10 cbm/sek. und es liess sich deshalb das Wasser des Flusses bequem durch einfache kleine Fangedämme auf eine Seite herüberdrängen, so dass auf der anderen im Trockenen gearbeitet werden konnte.

Als Höhe der Wehrkrone über der Flussohle wählte man 4,0 m, um etwa 3,50 m an Druckhöhe bei Niedrigwasser zu gewinnen.

Der Einlauf lag am rechten Ufer und der Grundablass unterhalb des Einlaufes mit der Sohle so tief unter der Einlaufschwelle, dass letztere durch Spülung wirksam von Geschiebe frei gehalten werden konnte (vergl. Abb. 50).

Die Wehrbreite (b) betrug ca. 53,0 m, das grösste Hochwasser (Q) im Brembo wird auf 800 cbm/sek. angegeben. Bei geschlossenen Grundablasschützen würde sich eine Überfallhöhe von

$$h_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{2/3\,\mu\, b\, \sqrt{2g}}\right)^2} = \text{rd. } 3{,}80\,\text{m bei } \mu = 0{,}75$$

ergeben haben. Auf dem Sturzbett (vergl. Abb. 51) mussten sich, zumal die Sohle mit 6‰ geneigt angelegt war, bei Hochwasser Geschwindigkeiten entwickeln, denen die Flussohle hinter dem Sturzbett nicht widerstehen konnte. Die Länge des festen Sturzbettes von ca. 10,0 m war jedenfalls bei der gewählten Anordnung erheblich zu kurz und sowohl der Hauptkörper des Wehres, als auch die vordere und hintere Herdmauer scheinen mit Rücksicht auf die Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser nicht tief genug fundiert gewesen zu sein.

Das Wehr ist am 13. Dezember 1898 durch ein Hochwasser zerstört (vergl. Abb. 50). Wahrscheinlich ist zuerst die Flussohle hinter dem Absturzboden tief ausgekolkt und dadurch die Widerstandshöhe des Untergrundes gegen das Durchdringen des Wassers verringert worden. Es haben sich dann wachsende Wasseradern unter dem Wehr gebildet und den Boden unter demselben hinweggespült, bis der Bruch erfolgte (vergl. Abb. 51).

Man hat es vorgezogen — hauptsächlich wohl mit Rücksicht auf die Schnelligkeit der Ausführung —, anstatt das gebrochene Wehr in sachgemässer Weise zu vervoll-

---

[1]) Die Abbildungen und Tafeln sind nach Zeichnungen und Photographien hergestellt, welche von der Gesellschaft dem Verfasser zur Verfügung gestellt sind.

[2]) Die Konzessionsträgerin war die E. A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg.

ständigen, beziehungsweise neu herzustellen, ca. 656,0 m weiter aufwärts im Brembo ein Wehr mit kleinerer Stauhöhe und ein zweites ebensolches Wehr in der Brembilla anzulegen (vergl. Taf. VIII, Fig. 1). Infolge der starken Verengerung des Flusschlauches

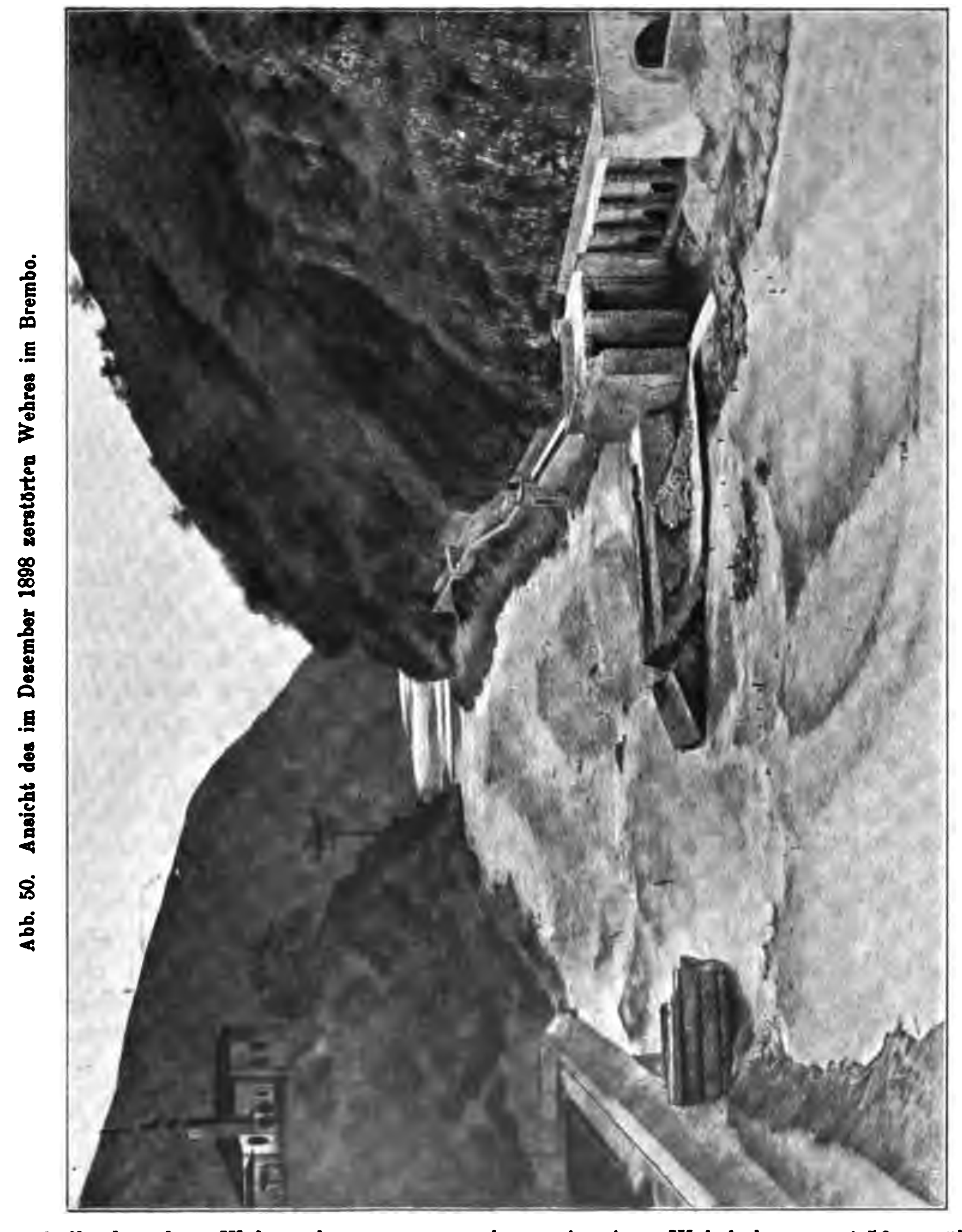
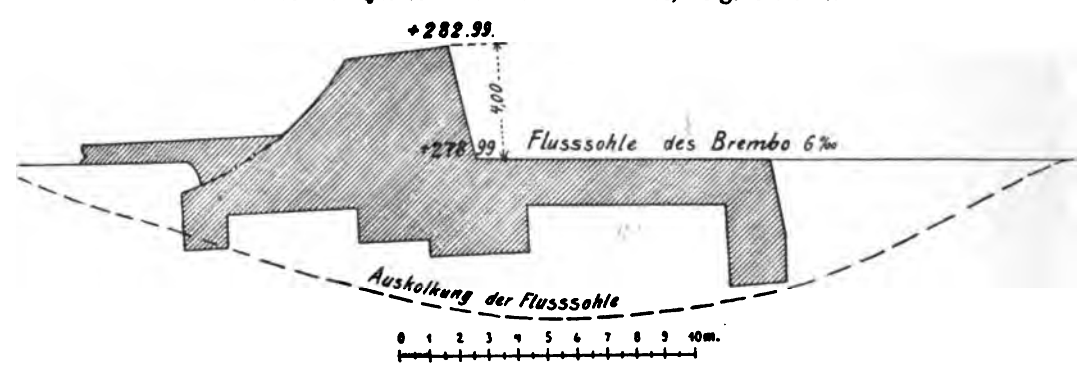


Abb. 50. Ansicht des im Dezember 1898 zerstörten Wehres im Brembo.

oberhalb des alten Wehres konnte man schon mit einer Wehrhöhe von 1,50 m über Flussohle im Brembo an der gewählten Stelle so viel an Druckhöhe gewinnen, dass der Wasserspiegel im Werkkanal an der alten Wehrstelle die früher beabsichtigte Höhe erreichte. Ausserdem wurde es möglich, an beiden Stellen zusammen normal 12,5 cbm/sek. statt früher 10 cbm/sek. Wasser zu entnehmen.

Das **neue Wehr** im Brembo hat eine Gesamtlänge von 106,0 m und ist in einer gebrochenen Linie über den Fluss gelegt (vergl. Taf. VIII, Fig. 1). Am linken Ufer schliesst es an den festen Felsen an, am rechten an das Bauwerk des Einlaufs. Der eigentliche Wehrkörper besteht aus Holz und Beton mit eisernen Ankern (vergl. Taf. VIII, Fig. 3 u. 4)[3]). Die Krone ist 4,40 m breit und aus 2 Lagen glatter Bohlen gebildet, welche auf verankerten und schwalbenschwanzförmig in den Beton eingelassenen Längsbalken befestigt sind. Unmittelbar abwärts des festen Wehres ist eine Wand von 6,0 m langen Eisenbahnschienen gerammt, auf welche im Abstande von 4,50 m eine zweite ebensolche Wand folgt. Diese beiden Wände erscheinen mit Rücksicht auf den geringen Stau ausreichend, eine Unterspülung des Wehres zu verhüten. Zwischen den

Abb. 51. Querschnittsskizze des Wehres, vergl. Abb. 50.



beiden genannten Schienenwänden ist durch eine Steinpackung und eine darüber gelegte Schicht aus 1,0 m dicken Quadern ein fester Absturzboden gebildet. Zur grösseren Sicherheit ist unterhalb der letzten Schienenwand noch eine Steinpackung aus grossen Felsstücken von beträchtlicher Länge angeordnet. Die gewählte Örtlichkeit erleichterte insofern die Ausführung, als man das Wasser während der winterlichen Niedrigwasserperiode, welche zum Bau allein in Frage kam, für den Ausbau des rechtsseitigen Wehrteiles mit leichten Fangedämmen aus Sand, Kies und Holz in den linken Flussteil ableiten konnte. In der zweiten Bauperiode — während der Erbauung des Wehranschlusses an das linke Ufer — konnte dann das Wasser des Brembo durch den beweglichen Teil des Wehres am rechten Ufer und durch die Grundablässe hindurchgeleitet werden. Bei Hochwasser können sich an der Wehrstelle keine sehr grossen Wassergeschwindigkeiten entwickeln, weil der Flusschlauch an der Mündung der Brembilla durch eine Felsinsel stark eingeengt ist, also bei H.W. ein starker Stau entstehen muss. Die Gesamtanordnung des Wehres ist insofern nicht günstig, als das Niedrigwasser nicht in genügender Weise nach dem Einlauf hin gedrängt wird. Es wäre vorzuziehen gewesen, das Wehr in einem gegen die Stromrichtung spitzen Winkel über den Fluss zu legen. Der bewegliche Teil, welcher bei höheren Wasserständen als Kiesschleuse dienen soll, hat eine Gesamtbreite von 8,0 m und ist aus 4 Klappen von je 2,0 m Länge gebildet. Diese Klappen bestehen aus einfachen Holztafeln von 60 cm Höhe, welche im aufgerichteten Zustande unten durch einen kleinen Anschlag in dem Bohlenbelag und oben durch eiserne Stützen gehalten werden. Die Klappen sowohl, als auch die eisernen Stützen sind an starken Ketten befestigt (vergl. Taf. VIII, Fig. 2 u. 4). Treten höhere Wasserstände ein, so werden

[3]) Die in die Figuren 3 und 4 Tafel VIII eingeschriebenen Zahlen 283,50 und 283,55 lauten richtig 282,50 und 282,55.

die eisernen Stützen emporgerissen, und die Klappen fallen von selber um. Zur Bedienung der Klappen kann von dem Uferpfeiler aus eine aus ganz leichtem Gitterwerk gebildete Brücke, welche eine Klappstütze besitzt, über die 8,0 m breite Öffnung des beweglichen Wehres geklappt werden. Die Klappstütze stützt sich dann auf das feste Wehr. Bei N.W. macht es übrigens auch keine Schwierigkeiten, die Klappen von Hand aufzurichten. Diese einfachen Klappen haben aber den Nachteil, dass sich mit ihnen ein dichter Verschluss nicht erzielen lässt, so dass im Verhältnis zur verfügbaren N.W. Wassermenge erhebliche Wasserverluste entstehen. Ausserdem verlangt ihre Bedienung mehr Personal, als einfache Schützentafeln verlangt haben würden.

Vor dem **Einlauf** in das Spülbecken ist ein etwa 30,0 m langer Rechen aufgestellt, welcher sich gegen Böcke aus Gitterwerk stützt (vergl. Taf. VIII, Fig. 2 u. 5). Der Rechen steht vertikal. Die einzelnen Rechentafeln können herausgehoben werden. Da die Sohle des Einlaufs um 1,10 m tiefer liegt, als die Krone des Klappenwehres, so findet die regelmässige Fortspülung der Geschiebeablagerungen durch das **Spülbecken** und den **Grundablass** statt. Das Spülbecken hat eine lichte Breite von 7,50 m, während die 2 Spülschützen des Grundablasses je eine lichte Weite von 3,0 m haben. Der Einlauf zum **Werkkanal** ist durch zwei Schützenöffnungen von je 3,0 m Weite gebildet. Hinter denselben befindet sich noch eine Vorkammer, welche durch eine Spülschütze von Ablagerungen gereinigt werden kann. Die Einlaufschwelle liegt nur 0,20 m höher, als die Sohle des Spülbeckens, so dass ziemlich viel Geschiebe etc. mit in die Vorkammer und von hier in den Werkkanal gelangt. Auf diese Vorkammer folgt dann erst die eigentliche Kanalmündung, welche durch 2 weitere Schützen von je 2,50 m Breite verschliessbar ist.

Das **Wehr in der Brembilla** ist in ähnlicher Weise konstruiert, wie das Brembowehr (vergl. Taf. IX, Fig. 1). Am linken Ufer dieses Wehres befindet sich gleichfalls ein 8,0 m breites Klappenwehr, welches ebenso wie dasjenige des Brembos eingerichtet ist. Die Gesamtwehrbreite beträgt 39,40 m. Durch eine in der linken Ufermauer des Wehres angebrachte Schützenöffnung stürzt das Wasser direkt in den Werkkanal hinein, welcher mit rechteckigem Querschnitt durch das feste Wehr hindurchgeführt wird. Hier ist also auf ein Spülbecken und einen Grundablass verzichtet und es können deshalb noch reichlichere Geschiebe- und Sinkstoffmengen in den Werkkanal hineingelangen als am Brembowehr. Da die Brembilla mit einem Arm unterhalb der Einschnürung des Brembos mündet, so entwickelt sich bei Hochwasser abwärts des Brembillawehres ein sehr starkes Spiegelgefälle und infolgedessen eine sehr grosse Geschwindigkeit. Es hat sich unter diesen Umständen die geneigte Lage des Sturzbettes, welche die Geschwindigkeit des Wassers noch steigern musste, insofern als ungünstig erwiesen, als durch ein Hochwasser am 3. September 1901, bei welchem die Überfallhöhe 2,60 m über Wehrkrone betragen haben soll, der ursprüngliche Abfallboden zum Teil zerstört wurde. Die tief eingerammten Schienenwände sollen aber an ihrem Platze geblieben sein. Man hat deshalb später noch zwei Reihen Schienen im Abstande von je 5,0 m gerammt und die Sohle zwischen den Schienenreihen mit grossen Felsstücken als Unterlage und starken Steinplatten als Decklage befestigt. Dem Abfallboden gab man aber wieder eine Neigung von 1 : 15. Nach Ansicht des Verfassers hätte ein wagerechter Absturzboden, oder eine treppenförmige Anlage mit wagerechten Stufen oder eine flussabwärts ansteigende Anordnung den Vorzug verdient (vergl. Kap. III, 1 A Wehre).

Der **Werkkanal** (ohne den Unterwasserkanal) hat eine Gesamtlänge von rd. 3780,0 m. Er beginnt gleich hinter den Einlaufschützen als Stollen von 4,20 m Höhe und 5,0 m Breite und geht dann mit einer scharfen Kurve von 8,0 m Halbmesser in

ein Profil von 4,50 m Breite und etwa 3,0 m Höhe über. An Stellen, wo das Profil mit Rücksicht auf die Durchlässigkeit des Felsens mit Beton bekleidet werden musste, ist die lichte Breite auf 4,0 m eingeschränkt. Die normale Wassertiefe beträgt in dem Stollenprofil aufwärts der Brembillakreuzung 1,40 m, abwärts 1,55 m. Das Wasserspiegelgefälle ist im oberen Tunnelprofil auf etwa 100,0 m Länge 1 ‰, steigt dann in dem mit Beton ausgekleideten Profil auf 1,20 ‰, abwärts der Brembillakreuzung auf 1,26 ‰ und bleibt in dem offenen Profil bis ans Ende durchschnittlich 0,5 ‰.

Man hat für das offene Profil, welches aus Betonwänden mit einem Putzüberzug gebildet ist, den Beiwert c in der Geschwindigkeitsformel $v = c \cdot \sqrt{R \cdot J}$ zu 73,6, für das ausgekleidete Stollenprofil zu 72,4, für das nicht ausgekleidete Tunnelprofil je nach der Rauhigkeit des Felsens zu 57,10 bis 67,5 angenommen.

Das mit glatten Holzwänden ausgeführte Profil innerhalb des Brembillawehres steht unter einem Druck von 0,12 m, weil man durch die vorgeschriebene Höhe der Wehrkrone auch in bezug auf die Höhenlage des Kanals bei der gewählten Anordnung beschränkt war. Der Beiwert c wurde für das letztgedachte Profil zu 72,4 angenommen.

Abb. 52. Überfall vor dem Becken in Tätigkeit.



Es ist selbstverständlich, dass sich die Querschnittsgestalt des offenen Profils je nach der Querneigung des Terrains fortwährend insofern ändern musste, als die aus Stampfbeton hergestellten Kanalwände und die Befestigungen der Böschungen flusswärts und bergwärts ganz verschieden in Höhe und Stärke ausfielen. Man soll es unterlassen haben, die Aussenseite der zum Teil recht hohen Kanalwände mit einer Beschüttung zu versehen, so dass durch die starken Temperaturunterschiede zwischen den sonnebeschienenen Aussenflächen und den wasserbenetzten Innenflächen grosse innere Spannungen entstehen mussten, welche zu lotrechten Rissen und zu wagerechten Fugen Veranlassung gaben. Wenn an der Innenseite einer solchen Kanalwand wagerechte Fugen entstehen, so wirkt ausser dem lotrecht zur Wandfläche gerichteten Wasserdruck noch der Auftrieb des Wassers in der Fuge auf Kanten. Am 26. September 1901 ist die flusseitige Kanalwand an einer Stelle, wo sie wegen der Steilheit des Hanges hatte besonders hoch werden müssen, auf einer beträchtlichen Länge (über 60,0 m) umgekippt (vgl. Kap. III, 2. Werkkanäle, und Tafel LIII, Fig. 6). Man hat, um zunächst den Betrieb wieder in Gang zu setzen, einen provisorischen Holzkanal erbaut, alsdann die Ufermauern mit verstärktem Profil wieder hergestellt und mit Boden hinterfüllt.

Der Kanal endigte früher in einem **Vorbecken**, an dessen unterem Ende sich die **Druckkammer** befand. Vor der Druckkammer war, wie üblich, ein eiserner Rechen aufgestellt (vergl. Tafel IX, Fig. 6). Etwa 75,0 m oberhalb des Rechens befindet sich ein Überfall (vergl. Abb. 3) und eine Spülschleuse (Grundablass). Das Wasser stürzt in einen Betonkanal mit kaskadenförmiger Sohle ab und wird von hier durch den Überfallkanal, dessen Böchungen und Sohle mit Pflasterung gesichert sind, in den Brembo zurückgeführt. Die Lage des Grundablasses gestattete keine ausreichende Spülung des Beckens. Da, wie wir gesehen haben, Geschiebe und Sinkstoffe leicht in

den Werkkanal hineingelangen können, musste man als Notbehelf von Zeit zu Zeit den Werkkanal trocken legen und das Vorbecken ausräumen. Diesem Übelstande hat man gelegentlich der Erweiterung des Werkes dadurch abzuhelfen gesucht, dass man neben dem alten Vorbecken ein zweites legte mit besonderer Druckkammer an seinem unteren Ende. Ferner wurde eine eiserne Spülleitung angelegt, durch welche sowohl die beiden Vorbecken, als auch die beiden Druckkammern gespült werden können. Wo sich der Werkkanal in die beiden Vorbecken gabelt, ist jedes Becken für sich durch Schützen abschliessbar, so dass es trocken gelegt werden kann, ohne den Betrieb des anderen zu beeinträchtigen. Auf diese Weise ist jedenfalls erreicht, dass man auch, wenn die Spülung oder Räumung eines Vorbeckens notwendig wird, den Betrieb aufrecht erhalten kann.

Das **eiserne Druckrohr** der alten Anlage hat einen Durchmesser von 2,50 m, dasjenige der neuen Anlage einen solchen von 1,80 m. Die Druckrohre liegen offen und sind auf einzelnen Betonfundamenten in Lagerschalen gelagert, auf denen sie sich bewegen können. Als Dilatationsvorrichtung dient eine in dem Mauerwerk der Druckkammer angebrachte Stopfbüchse. Das erwähnte Spülrohr liegt neben dem neuen Druckrohr und geht unter das neue Krafthaus hindurch in den Unterwasserkanal.

Das **alte Krafthaus** war für vier Turbogeneratoren und zwar drei zu je 600 und eine zu 400 PS_e eingerichtet. Wie aus dem Lageplan (Tafel IX, Fig. 6) ersichtlich ist, war das alte Krafthaus in der Längsrichtung nicht erweiterungsfähig. Man hat deshalb den neuen Turbogenerator von 800 PS_e in einem seitlichen Anbau untergebracht. Der alte Maschinensaal hat eine Länge von 26,45 m und eine Breite von 11,20 m, also eine Flächengrösse von 296,24 qm oder ca. 13,5 qm für je 100 installierte PS_e. Die Schalttafel steht auf einem Podium im Maschinenraum selbst, die **Schaltanlage** befindet sich dahinter in einem Anbau von 35,70 qm Grundfläche, so dass für je 100 installierte PS_e ca. 1,65 qm Grundfläche zur Verfügung standen.

Das neue Maschinenhaus war ursprünglich nur mit einer Länge von 11,0 m und einer lichten Breite von 7,0 m beabsichtigt (vergl. Tafel IX Fig. 6). Der Maschinensaal soll aber, nach einer dem Verfasser vorliegenden Zeichnung, eine Länge von 14,4 m und eine lichte Breite von 7,0 m erhalten haben, also eine Flächengrösse von 100,8 qm, so dass pro 100 installierte PS_e ca. 12,6 qm zur Verfügung stehen würden. Nach der erwähnten Projektzeichnung ist neben dem Maschinensaal, in Höhe des Maschinenflurs, mit zusammen 98 qm Grundfläche eine Werkstatt und ein Lagerraum angelegt, welche in der alten Anlage noch fehlten. Über den letztgedachten Raumen im ersten Stocke wurde für die Erweiterung der Schaltanlage ein Raum von ebenfalls ca. 98 qm geschaffen, so dass nach Fertigstellung des Neubaues $98 + 35{,}7 = 133{,}7$ qm für die Schaltanlage zur Verfügung stehen würden oder bei 3000 installierten PS_e 4,44 qm pro 100 PS_e. Da die Spannung des mit 7000 Volt erzeugten Stromes neuerdings, um die Leistungsfähigkeit der Fernleitung zu vergrössern, auf eine höhere Spannung transformiert wird, soll noch ein besonderes Transformatorenhaus errichtet sein. Der Turbinenkanal ist beim alten Maschinenhaus für alle Turbinen gemeinschaftlich. In ähnlicher Weise ist der Turbinenkanal auch für das neue Krafthaus angelegt (vergl. Tafel IX, Fig. 7).

Der **Unterwasserkanal** ist durch Trockenpflasterung an der Sohle und den Böschungen befestigt. Auf seiner unteren Strecke, wo er bereits in dem alten Bette des Brembo liegt, ist er durch einen Hochwasserdamm, aus grossen Drahtgeflecht-Kiessäcken gegen Versandung geschützt.

Die **Wassermotoren** sind Francis-Turbinen mit Spiralgehäuse[4]). Die grossen Turbinen machen 230, die kleinen 300 Uml./Min. Sie sind am ganzen Umfange von aussen beaufschlagt und giessen seitwärts aus. Die horizontale Welle liegt 5,90 m über dem Unterwasserspiegel. Bei der zuletzt aufgestellten Turbine hat man die Welle 6,90 m über dem Unterwasserspiegel gelegt. Die Turbinenwellen sind mittelst Zodelkuppelung mit den Generatoren direkt gekuppelt. Die **Generatoren** liefern Dreiphasenstrom von 7000 V. mit 50 Per.[5]).

Das **Fernleitungsnetz** bietet keine Besonderheiten. Es sei nur erwähnt, dass die Stadt Bergamo etwa 12 km von dem Krafthause entfernt ist. Um die Wasserkraft voll auszunützen, hat die Gesellschaft eine Dampfzentrale in Bergamo, welche früher einer Konkurrenzgesellschaft gehörte, erworben.

Die Anlagekosten des hydraulischen Teiles sind bereits in der Tabelle I, S. 242 und 243 mitgeteilt.

Es ist hierzu zu bemerken, dass die Gesamtkosten für Wehr- und Kanalanlage im Sinne von Spalte 8 der erwähnten Tabelle Ende 1903 1706380 Lire betragen haben. Von dieser Summe sind aber für den in der erwähnten Tabelle beabsichtigten Vergleich 606380 Lire, welche etwa auf die nutzlos gewordenen Wehrbauten etc. zu rechnen sind, abgezogen. Die Kosten des baulichen Teiles des alten Krafthauses betrugen 113407 Lire, die Kosten der ganzen Turbinenanlage des alten Krafthauses 105723 Lire. Es ist angenommen, dass die Kosten der Erweiterung pro Einheit dieselben geblieben sind, wie für die alte Anlage. Die gesamte elektrische Einrichtung des alten Krafthauses hat bis Ende 1903 212548 Lire gekostet, oder 96,6 Lire pro PS_e = rd. 78,2 Mk. Für die Fernleitung, die Transformatoren und das sekundäre Verteilungsnetz waren bis Ende 1903 1244639 Lire aufgewendet.

Die direkten Betriebskosten haben im Jahre 1903, ausschliesslich der Steuern, Abgaben und Wasserzinse, aber einschliesslich der Kosten der allgemeinen Verwaltung betragen 103603 Lire

Die Steuern und Abgaben, einschliesslich Wasserzins (Tasse ed Imposte) allein haben betragen 61709 „

Also die direkten Gesamtbetriebskosten 165312 Lire.

Für die Erneuerung und Tilgung (Amortamento) sind 1903 zurückgestellt 84748 Lire, so dass die Gesamtkosten einschliesslich der Rückstellung für Tilgung und Erneuerung (aber ohne Verzinsung) betragen haben, rd. 8% der Anlagekosten (einschliesslich des Fernleitungsnetzes) von 3099714 Lire[6]).

Wenn man für die Verzinsung noch 4,5% hinzurechnet, so würden sich im ganzen an Betriebskosten 12,5% der Anlagekosten ergeben.

Von den Anlagekosten sind $\frac{1}{2,75}$ auf das Leitungsnetz entfallen. Die direkten Betriebskosten für das Gesamtleitungsnetz und die Transformatoren allein haben nur ca. 24000 Lire betragen, d. h. rd. 2% der Anlagekosten (vergl. S. 271).

Im Jahre 1903 sind im ganzen in dem Krafthause Clenesso 4600000 KW oder rd. 7000000 PS_e-Stunden geleistet. Im Durchschnitt würden also die in dem Krafthause installierten PS_e mit rd. 3180 Stunden pro Jahr mit voller Belastung ausgenützt sein, was eine gute Durchschnittsausnützung der vorhandenen Wasserkraft bedeutet.

Die Gesamt-Einnahmen 1903 haben etwa 5,7 cts. für die im Krafthause erzeugte PS_e-Std. betragen und da jede im Krafthause installierte PS_e rd. 3180 Stunden geleistet hat, ergibt sich für die installierte PS_e und Jahr eine Einnahme von rd. 181 Lire. Diese erheblich über dem Durchschnitt liegende Einnahme erklärt sich aus der günstigen Absatzgelegenheit (vergl. S. 338).

---

4) Geliefert von J. M. Voith in Heidenheim a. d. Brenz.

5) Die ganze elektrische Einrichtung des Krafthauses ist von der E. A. vorm. Schuckert, Nürnberg geliefert.

6) In dieser Summe sind die Kosten des gebrochenen Wehres etc. nicht enthalten.

§ 4. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk Funghera an der Stura in der Valle di Lanzo, Piemont,

der Società Anonima Elettricità Alta Italia. Hierzu Tafel X[1]).

Die genannte Gesellschaft[2]) versorgt die Stadt Turin und Umgebung mit elektrischer Energie. Sie besitzt zu diesem Zweck ausser einer grossen Dampfzentrale in Turin eine Anzahl eigener Wasserkräfte und hat ferner die Gesamtenergie einiger anderer Wasserkraft-Anlagen in Pacht genommen. Zu den eigenen Wasserkraft-Anlagen gehören: Diejenige bei Bussoleno im Tale der Dora Riparia mit 16000 PS_e normaler (etwa neunmonatlicher) Leistung, 52 km von Turin; diejenige bei **Funghera** in der **Valle di Lanzo** 36 km von Turin; diejenige im Viùtale — einem oberhalb von Lanzo von dem Tale der Stura abzweigenden Tale — welche der Zentrale von Funghera gleichfalls ihre Kraft zuführt; die Anlage von Ponte Preti an der Chiusella, einem Nebenfluss der Dora Baltea. Letztere Anlage, an der Strasse Castella Monte-Ivrea gelegen, versorgt das 35 km von der Zentrale entfernte Industriegebiet von Biella in Konkurrenz mit der Anlage von Pont Saint Martin (vergl. § 7).

Zu den gepachteten Anlagen gehören: Die drei Kraftwerke an der Stura di Ala zwischen Ceres und Ala in der Valle di Ala, oberhalb von Funghera, mit zusammen 4500 PS_e (vergl. § 5); die Anlage an der Cenischia in der Nähe der grossen Mont Cenisstrasse mit zusammen 9050 PS_e in zwei Zentralen, ca. 60 km von Turin (vergl. § 6).

Die verfügbare sekl. Wassermenge der Anlage Funghera beträgt maximal 5 cbm/sek., normal (etwa neunmonatlich) 4,5 cbm/sek., minimal 2,7 cbm/sek. Das gewonnene Nutzgefälle beträgt rd. 63,0 m.

Durch ein **steinernes Wehr** wird die Stura bei N.W. 0,95 m gestaut. Das Wehr ist zur Stromrichtung schräg gestellt, um bei N.W. das Wasser zum Einlauf zu führen, um die Überfallänge zu vergrössern und um bei geöffneten Grundablasschützen vor dem Wehre einen starken Spülstrom zu erzeugen (vergl. Taf. X, Fig. 1 u. 2). Der **Grundablass** (Kiesfreilauf) hat eine Gesamtbreite von 3,0 m und ist durch zwei Schützentafeln abschliessbar. Bemerkenswert ist die sehr günstige Lage des Einlaufs, welcher sich unmittelbar oberhalb des Grundablasses im Zuge der Ufermauer befindet. Der **Einlauf** hat eine lichte Weite von 7 15 m. Er ist durch Schützen abschliessbar und durch einen vertikalen Rechen von Flacheisenstäben gegen das Eindringen gröberer, schwimmender Körper geschützt. Die Stäbe bilden mit der lotrechten Vorderfläche des Rechens spitze Winkel, deren Winkelpunkte stromabwärts gerichtet sind. Die Sohle des Einlaufs ist nach den dem Verfasser zur Verfügung gestellten Zeichnungen allerdings nur wenig (0,10—0,20 m) gegen die Sohle des Kiesfreilaufs erhöht. Letztere ist aber längs des Einlaufs mit glatten Bohlen belegt und hat eine Längsneigung, so dass das Geschiebe leicht vom Spülstrom abwärts geführt werden kann (vergl. Taf. X, Fig. 3). Während der betriebsfreien und schwach belasteten Stunden kann auch bei N.W. eine so kräftige Spülung stattfinden, dass die Einlaufschwelle einigermassen frei von Geschiebe gehalten wird. Bei höheren Wasserständen bleiben die Grundablasschützen zum Teil oder ganz geöffnet, so dass dauernd ein starker Spülstrom verlängs des Kanal-

---

[1]) Die Tafel ist nach Zeichnungen und Skizzen hergestellt, welche von der Gesellschaft dem Verfasser zur Verfügung gestellt sind.

[2]) Eine Gründung der A. G. Siemens & Halske, Berlin und ihrer Bankengruppen.

einlaufs erzeugt wird. Die Schützen für die Regulierung des Wasserzuflusses in den **Werkkanal** befinden sich ca. 37,0 m unterhalb des Einlaufs. Zwei Grundablässe ermöglichen eine Spülung der vor den Regulierungsschützen liegenden Kanalstrecke. Eine dritte kleine Öffnung in der flusseitigen Mauer der genannten Kanalstrecke dient dazu, eine behördlich vorgeschriebene Minimalwassermenge in den Fluss zurückzuleiten. Die bezügliche Schützenvorrichtung ist mit Wasserstandsanzeiger und einer Mass-Skala versehen, so dass die Beamten jederzeit leicht den richtigen Stand der Schützentafel kontrollieren können. Unmittelbar oberhalb der Regulierungsschützen liegt ein 8,0 m langer **Überlauf.** Etwa 3600 m unterhalb sind nochmal Regulierungsschützen in den Kanal eingebaut und vor denselben ist abermals ein diesmal 70,0 m langer Überlauf angelegt. Auf der weiteren Strecke des Kanals sind noch 6 Kanalbrücken über kleine Gebirgsbäche zur Anlage weiterer Überläufe benutzt. Hier stürzt das Wasser jedesmal über den Rand des Überlaufs freifallend in den Bergbach hinab und für die Abführung des Wassers in die Stura werden ohne weiteres die natürlichen Bäche benutzt.

Der **Werkkanal** zieht sich an den steilen Abhängen oberhalb der nach Lanzo führenden Gebirgsstrasse hin (vergl. Taf. X, Fig. 4, 5, 6 u. 7) und durchdringt schärfere Vorsprünge im Tunnel. Er endigt in einer **Druckkammer.** Vor derselben befindet sich noch ein Überlauf von rd. 37,0 m Länge. Das Überlaufwasser wird hinter der Druckkammer hindurch und dann in einem kaskadenförmig angelegten Kanal zur Stura hinabgeführt (vergl. Taf. X, Fig. 8). Die rechteckige Druckkammer selbst hat eine vertiefte Sohle als Kiesfang. Letzterer kann durch einen Grundablass, welcher in den treppenförmigen Überlaufkanal führt, entleert und gespült werden. Vor dem Eintritt in die Druckkammer muss das Wasser einen Rechen aus Flacheisenstäben passieren (vergl. Taf. X, Fig. 10).

Zwei schmiedeeiserne **Druckrohre** von je 1,5 m Dm. münden ungefähr rechtwinklig zur Stromrichtung des Kanals aus der Druckkammer aus. Für jedes der Druckrohre ist eine Vorkammer gebildet, welche durch eine Schützentafel abschliessbar ist (vergl. Taf. X, Fig. 9). Diese Schützen können sowohl von Hand, als auch auf elektrisch-mechanischem Wege von der Zentrale betätigt werden. Bei geschlossener Schütze kann die Vorkammer und das Druckrohr trocken gelegt werden, die Luft kann bei Entleerung des Druckrohres frei eintreten und beim Betriebe kann die von dem Wasser mitgerissene Luft jederzeit aus dem Rohre entweichen. Die Druckrohre sind in einem Betongewölbe gelagert, welches so weit ist, dass die Rohre an jeder Stelle besichtigt und Reparaturen ausgeführt werden können. Durch die Überdeckung wird die Längenänderung infolge von Temperaturunterschieden auf ein unschädliches Mass beschränkt, so dass besondere Dilatationsvorrichtungen entbehrlich wurden. Die beiden Druckrohre münden unten in ein zwei Meter weites schmiedeeisernes Rohr, welches rechtwinklig zur Achse der Druckrohre liegt, auf welchem zum Ausgleich von Stössen ein Windkessel sitzt (vergl. Taf. X, Fig. 11 u. 12). Aus dem grossen schmiedeeisernen Querrohre zweigen, gleichfalls rechtwinklig, die Rohre der drei grossen Turbinen ab, welche natürlich je mit einem Schieber versehen sind, so dass jede Turbine für sich abgestellt werden kann. Das Druckrohr für die Erregerturbinen mündet an einem Ende des Querrohres aus. Neben der oben erwähnten Druckkammer liegt ein Filter, durch welches das Wasser für die hydraulischen Servo-Motore der Turbinenregler gereinigt wird, und von welchem aus das gereinigte Druckwasser in einer besonderen Leitung herabgeleitet wird. Diese Leitung ist in demselben Betontunnel, in welchem die Hauptrohre liegen, untergebracht.

In dem **Krafthause** waren im Sommer 1904, als der Verfasser die Anlage besichtigte, drei **Francis-Reaktions-Turbinen** von je 1500 PS_e Leistung und 200 Uml./Min.

aufgestellt[3]), welche mit Dreiphasen-Drehstrom-Generatoren direkt gekuppelt waren, und zwei kleinere Turbinen zu je 70 PS_e mit 500 Uml./Min. zum Antriebe von zwei Gleichstrom-Erreger-Maschinen[4]). Die Regulierung der Turbinen erfolgt selbstwirkend mittelst je eines hydraulischen Servo-Motores. Ausserdem kann die Regulierung noch durch einen vom Schaltbrett aus für jede Turbine zu bedienenden Elektromotor bewerkstelligt werden, um die Parallelschaltung zu erleichtern. Der für alle Turbinen gemeinschaftliche **Turbinenkanal** liegt in der Längsachse des Krafthauses und führt nach dem Verlassen des letzteren direkt in die Stura. Die Generatoren erzeugen Dreiphasenstrom von 3000 Volt, welcher früher für die Leitung nach Turin in Öltransformatoren auf 12000 Volt herauftransformiert wurde. Später wurde die gesamte elektrische Energie zusammen mit derjenigen aus Ceres-Ala mit einer Spannung von 24000 Volt nach Turin übertragen, zu welchem Zwecke drei in Stern geschaltete Zusatztransformatoren aufgestellt wurden. Die andere Hälfte des Krafthauses hat die motorisch-elektrische Einrichtung für das Kraftwerk im Viùtale aufgenommen und zwar ungefähr in derselben Gesamtgrösse und mit denselben Einheiten wie die der Funghera-Anlage.

Alle Maschinenkabel werden in einem in der Längsachse des Maschinensaales unter dem Maschinenflur liegenden **Kabelkanal** zur Schaltanlage geführt. Die Schalttafel befindet sich auf einem erhöhten Podium an einem Ende des Maschinensaales, so dass der Schaltbrettwärter von seinem Standorte aus den ganzen Maschinensaal gut übersehen kann.

In einem besonderen Anbau sind zu ebener Erde die Transformatoren und in einem besonderen Raume eine Akkumulatorenbatterie für die Notbeleuchtung und den Eigenbedarf an Gleichstrom aufgestellt. Über diesen Räumen befindet sich in Höhe des Schaltbrettpodiums ein Saal für die Schaltanlage der Transformatoren und der Fernleitungen.

---

§ 5. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Stura di Ala bei Ceres, Piemont, Italien. Hierzu Tafel XI[1]).

Aus der Stura, rd. 13,5 km oberhalb des zum Kraftwerk Funghera gehörigen Wehres, können normal (neunmonatlich) 1,5 cbm/sek. zu industriellen Zwecken entnommen werden. Das zur Verfügung stehende Gesamtgefälle wurde in drei gleichen Stufen von je 100,0 m ausgenützt. Die drei Krafthäuser sind gleichsam hintereinander geschaltet, so dass das Turbinenwasser des oberen in den Zuführungskanal des unteren Krafthauses fliesst. Aus der schematischen Skizze Tafel XI, Fig. 1 geht die Gesamtanordnung am besten hervor. Man ist versucht zu fragen, warum man nicht das Gefälle in einer Stufe ausgenutzt und nur ein Krafthaus errichtet hat, da der Betrieb sicher billiger und die Anlagekosten kaum höher geworden wären. Soweit die Kenntnis des Verfassers reicht, hielt man z. Z., als das Werk projektiert wurde, die staffelförmige Anlage für betriebssicherer. Die Anlagen sind 1902 in Betrieb gesetzt worden, also in demselben Jahre,

---

[3]) Geliefert von Riva Monneret in Mailand.

[4]) Die elektrische Einrichtung des Krafthauses ist von der A.-G. Siemens & Halske in Berlin geliefert.

[1]) Die Tafel ist nach Zeichnungen und Skizzen angefertigt, welche dem Verfasser von der Societa Anonima Elettricità Alta Italia in Turin zur Verfügung gestellt sind.

in welchem auch die Lac-Tanay-Anlage bei Vouvry mit 920,0 m Gesamtdruckhöhe dem Betrieb übergeben wurde (vergl. § 18). Alle Anlagen je eines Krafthauses sind mit denjenigen der beiden anderen fast identisch.

Wehr und Entnahmestelle bieten nichts besonders Bemerkenswertes (vergl. Taf. XI, Fig. 2). Es dürfte aber für die Freihaltung des Kanaleinlaufs von Geschiebe zweckmässig gewesen sein, vor der Grundschwelle, welche den Einlauf vom Flusse trennt, noch einen Grundablass anzulegen.

Die Längen der drei **Werkkanäle** sind etwa 1,5 km, 3,5 km und 2,0 km. Die Kanäle liegen zum grössten Teile im Tunnel, zum Teil im Einschnitt und zum Teil auch im Auftrage. Überall sind sie, bis auf die Strecken, wo Überläufe liegen, zugedeckt, um sie vor Hineinfallen von Blättern, Steinschlag, Schnee etc. zu schützen und um Eisbildung zu verhindern. Die Figuren 3 und 4, Tafel XI zeigen die Querprofile im Tunnel. Bald hinter den Regulierungsschützen erweitert sich im Tunnel das Profil aus seiner Normalweite von 1,40 m auf 3,50 m. Die Sohle ist um 1,20 m vertieft, um hier ein Ablagerungsbecken für Geschiebe und Sinkstoffe zu bilden (vergl. Taf. XI, Fig. 5). Unmittelbar hinter diesem Becken sind nochmal Regulierungsschützen in einem kleinen, über dem Kanal erbauten Häuschen untergebracht. Vor den Schützen liegt ein Überlauf mit einem direkt in die Stura führenden Überlaufkanal. Jeder der drei Werkkanäle endigt in einer **Druckkammer**, einem viereckigen Bau, dessen Sohle gegen die Kanalsohle um ca. 1,5 m vertieft ist, um nochmals Gelegenheit zur Ablagerung von Geschiebe und Sinkstoffen zu geben. Rechtwinklig zur Achse der Einmündung des Kanals steht die Achse des ausmündenden schmiedeeisernen Druckrohres von 1,10 m Durchmesser. Zu dem Druckrohre führt eine Vorkammer, welche durch ein Schützenpaar abschliessbar ist. Es kann also die Luft aus dem Druckrohre jederzeit in die Vorkammern entweichen und wenn die Schützen der letzteren geschlossen sind, kann sie und das Druckrohr trocken gelegt werden. Vor den Schützen befindet sich, ähnlich wie bei der Anlage Funghera-Lanzo, ein aus Flacheisenstäben gebildeter Rechen. Aufwärts jeder Druckkammer sind am Werkkanal, wie üblich, ein Überlauf und ein Grundablass angelegt, welche beide in den Überlaufkanal entwässern. Die Druckkammer kann natürlich auch gegen den Werkkanal durch Schützen abgeschlossen werden. Der Kiesfang der Druckkammer ist durch einen Spülablass mit dem Überlaufkanal verbunden, so dass sie gespült und trocken gelegt werden kann. Soll das Druckrohr einer oberen Druckkammer abgestellt werden, so wird man kurz vorher die Schützen des Grundablasses am Überfall vor der Druckkammer ziehen, damit das untere Krafthaus ohne Unterbrechung das erforderliche Wasser erhält. Würde man das Druckrohr schliessen und dann erst den Grundablass öffnen, so könnte eine empfindliche Störung in der Krafterzeugung des unteren Krafthauses eintreten.

Die unterste Druckkammer hat keinen künstlich angelegten Entlastungskanal, da sich unweit kanalaufwärts Gelegenheit bot, in einen natürlichen Wasserlauf, den „Rio Villa“ (vergl. Taf. XI, Fig. 1), welchen der Werkkanal mit einer Brücke überschreitet, Überlauf und Grundablass zu entwässern.

Die beiden Überlaufkanäle der oberen Druckkammern sind aus Beton hergestellt. Man schmiegte sie dem Terrain möglichst an und verzichtete darauf, sie in der ganzen Länge treppenförmig anzulegen. Um aber die Geschwindigkeit des Wassers zu vernichten, sind in dem oberen Kanal drei, in dem unteren vier Fallschächte angeordnet, in welche das Wasser hineinstürzt und sich totfällt. Das Wasser muss unter eine Scheidewand, welche den Fallschacht in zwei Teile teilt, hindurch, dann aufsteigen und dann nochmals über eine Überfallschwelle in die nächste Strecke eintreten.

Trotzdem nur selten das ganze Wasser durch den Entlastungskanal fliesst — meistens nur Sonntags, da in der Woche ununterbrochen der Betrieb stattfindet, — vielmehr in der Regel nur dasjenige Wasser in dem Überlaufkanal abwärts läuft, was über den Überlauf fällt, so ist der Verschleiss der Beton-Sohle und Wände infolge der grossen Geschwindigkeit doch so stark, dass man schon 1904 daran dachte, als Reserve zu den Überlaufkanälen grosse eiserne Rohre zu verlegen.

Jedes der drei im oberen Teile aus Flusseisen, im unteren aus Siemens-Martinstahl mit Flanschenverbindung hergestellten **Druckrohre** ist oben in der Druckkammer fest eingemauert, unten vor der Zentrale geht es mit einigen Krümmern in ein Verteilungsrohr von 1,10 m Dm. über, auf welchem ein **Windkessel** sitzt. Die ganze Druckrohrleitung liegt in einem zum Teil in den Felsen eingesprengten, zum Teil zwischen zwei Mauern im Auftrag hergestellten, kastenförmigen Bette und ist überall ca. 1,0 m hoch mit Boden bedeckt, so dass grössere Temperaturschwankungen ausgeschlossen sind und Dilatationsvorrichtungen entbehrlich wurden. Jedes Rohrstück hat sein eigenes Betonfundament. An einzelnen schärferen Knickpunkten sind besondere Stützpunkte durch grosse Fundamentklötze geschaffen.

Von dem erwähnten Verteilungsrohre gehen in jeder Zentrale vier Zuführungsrohre zu den Hauptturbinen und zwei kleinere Rohre zu den Erregerturbinen (vergl. Taf. XI, Fig. 6 u. 7). Jedes Zuführungsrohr kann mittelst Drosselklappe gesondert abgeschlossen werden, so dass, ohne den Betrieb der übrigen Turbinen zu stören, jede für sich ausser Betrieb gesetzt werden kann. Vor dem Eintritt in die Turbine zweigt von jedem Turbinenrohr ein anderes Rohr ab, welches direkt in den Turbinenkanal führt. Dieser Rohrzweig ist mit einem Sicherheitsventil versehen, welches mit der Regulierwelle der Turbine so verbunden ist, dass es sich ganz oder zum Teil öffnen muss, wenn die Turbine ganz oder zum Teil von dem Regulator geschlossen wird. Der auf das Ventil wirkende Mechanismus ist derart mit dem Gestänge des Regulators verbunden, dass das Schliessen in der Turbine gegen das Öffnen des Entlastungsventils nur mit ganz geringer Verzögerung erfolgt, so dass die gleichmässige Wasserzuführung zum unteren Krafthause gesichert bleibt. Soll die Drosselklappe einer Turbine geschlossen werden, so wird gleichzeitig ein vom Verteilungsrohr direkt in den Turbinenkanal führendes Rohr geöffnet, um die der Turbine zukommende Wassermenge durchzulassen (vergl. Taf. XI, Fig. 6). Aus dem Turbinenkanal eines oberen Krafthauses fliesst das Wasser direkt in den Werkkanal des unteren. Bei dem untersten Krafthause von Rusia führt natürlich der Turbinenkanal direkt in die Stura. In dem Werkkanal zwischen dem obersten Krafthause und der mittleren Druckkammer ist nochmals ein Grundablass mit einem direkt in die Stura führenden Entlastungskanal angelegt. Durch Schützen, welche in die Werkkanäle eingebaut sind, kann jedes Krafthaus ganz ausser Betrieb gesetzt werden, ohne den Betrieb der anderen beiden zu beeinflussen. Aus dem Schema Taf. XI, Fig. 1 gehen alle Schützenanlagen und die mit ihnen möglichen Kombinationen am besten hervor.

Der Maschinensaal jedes Krafthauses ist für vier Turbo-Dynamos von je 700 PS$_e$ mit den zugehörigen Erregerturbinen eingerichtet. Er hat eine Länge von etwa 31,50 m und eine Breite von 10,0 m, so dass für 100 installierte PS$_e$ 10,5 qm Bodenfläche zur Verfügung stehen. Die kleinen Erregerturbinen leisten je 70 PS$_e$. Alle Turbinen sind Francis-Reaktionsturbinen [a]) mit je einem Lauf- und einem Leitrade. Das Wasser tritt von unten in das spiralförmige Verteilungsgehäuse ein, beaufschlagt die Schaufeln radial

[a]) Geliefert von Riva Monneret & Co. in Mailand.

in welchem auch die Lac-Tanay-Anlage bei Vouvry mit 920,0 m Gesamtdruckhöhe dem Betrieb übergeben wurde (vergl. § 18). Alle Anlagen je eines Krafthauses sind mit denjenigen der beiden anderen fast identisch.

Wehr und Entnahmestelle bieten nichts besonders Bemerkenswertes (vergl. Taf. XI, Fig. 2). Es dürfte aber für die Freihaltung des Kanaleinlaufs von Geschiebe zweckmässig gewesen sein, vor der Grundschwelle, welche den Einlauf vom Flusse trennt, noch einen Grundablass anzulegen.

Die Längen der drei **Werkkanäle** sind etwa 1,5 km, 3,5 km und 2,0 km. Die Kanäle liegen zum grössten Teile im Tunnel, zum Teil im Einschnitt und zum Teil auch im Anftrage. Überall sind sie, bis auf die Strecken, wo Überläufe liegen, zugedeckt, um sie vor Hineinfallen von Blättern, Steinschlag, Schnee etc. zu schützen und um Eisbildung zu verhindern. Die Figuren 3 und 4, Tafel XI zeigen die Querprofile im Tunnel. Bald hinter den Regulierungsschützen erweitert sich im Tunnel das Profil aus seiner Normalweite von 1,40 m auf 3,50 m. Die Sohle ist um 1,20 m vertieft, um hier ein Ablagerungsbecken für Geschiebe und Sinkstoffe zu bilden (vergl. Taf. XI, Fig. 5). Unmittelbar hinter diesem Becken sind nochmal Regulierungsschützen in einem kleinen, über dem Kanal erbauten Häuschen untergebracht. Vor den Schützen liegt ein Überlauf mit einem direkt in die Stura führenden Überlaufkanal. Jeder der drei Werkkanäle endigt in einer **Druckkammer**, einem viereckigen Bau, dessen Sohle gegen die Kanalsohle um ca. 1,5 m vertieft ist, um nochmals Gelegenheit zur Ablagerung von Geschiebe und Sinkstoffen zu geben. Rechtwinklig zur Achse der Einmündung des Kanals steht die Achse des ausmündenden schmiedeeisernen Druckrohres von 1,10 m Durchmesser. Zu dem Druckrohre führt eine Vorkammer, welche durch ein Schützenpaar abschliessbar ist. Es kann also die Luft aus dem Druckrohre jederzeit in die Vorkammern entweichen und wenn die Schützen der letzteren geschlossen sind, kann sie und das Druckrohr trocken gelegt werden. Vor den Schützen befindet sich, ähnlich wie bei der Anlage Funghera-Lanzo, ein aus Flacheisenstäben gebildeter Rechen. Aufwärts jeder Druckkammer sind am Werkkanal, wie üblich, ein Überlauf und ein Grundablass angelegt, welche beide in den Überlaufkanal entwässern. Die Druckkammer kann natürlich auch gegen den Werkkanal durch Schützen abgeschlossen werden. Der Kiesfang der Druckkammer ist durch einen Spülablass mit dem Überlaufkanal verbunden, so dass sie gespült und trocken gelegt werden kann. Soll das Druckrohr einer oberen Druckkammer abgestellt werden, so wird man kurz vorher die Schützen des Grundablasses am Überfall vor der Druckkammer ziehen, damit das untere Krafthaus ohne Unterbrechung das erforderliche Wasser erhält. Würde man das Druckrohr schliessen und dann erst den Grundablass öffnen, so könnte eine empfindliche Störung in der Krafterzeugung des unteren Krafthauses eintreten.

Die unterste Druckkammer hat keinen künstlich angelegten Entlastungskanal, da sich unweit kanalaufwärts Gelegenheit bot, in einen natürlichen Wasserlauf, den „Rio Villa“ (vergl. Taf. XI, Fig. 1), welchen der Werkkanal mit einer Brücke überschreitet, Überlauf und Grundablass zu entwässern.

Die beiden Überlaufkanäle der oberen Druckkammern sind aus Beton hergestellt. Man schmiegte sie dem Terrain möglichst an und verzichtete darauf, sie in der ganzen Länge treppenförmig anzulegen. Um aber die Geschwindigkeit des Wassers zu vernichten, sind in dem oberen Kanal drei, in dem unteren vier Fallschächte angeordnet, in welche das Wasser hineinstürzt und sich totfällt. Das Wasser muss unter eine Scheidewand, welche den Fallschacht in zwei Teile teilt, hindurch, dann aufsteigen und dann nochmals über eine Überfallschwelle in die nächste Strecke eintreten.

Trotzdem nur selten das ganze Wasser durch den Entlastungskanal fliesst — meistens nur Sonntags, da in der Woche ununterbrochen der Betrieb stattfindet, — vielmehr in der Regel nur dasjenige Wasser in dem Überlaufkanal abwärts läuft, was über den Überlauf fällt, so ist der Verschleiss der Beton-Sohle und Wände infolge der grossen Geschwindigkeit doch so stark, dass man schon 1904 daran dachte, als Reserve zu den Überlaufkanälen grosse eiserne Rohre zu verlegen.

Jedes der drei im oberen Teile aus Flusseisen, im unteren aus Siemens-Martinstahl mit Flanschenverbindung hergestellten **Druckrohre** ist oben in der Druckkammer fest eingemauert, unten vor der Zentrale geht es mit einigen Krümmern in ein Verteilungsrohr von 1,10 m Dm. über, auf welchem ein **Windkessel** sitzt. Die ganze Druckrohrleitung liegt in einem zum Teil in den Felsen eingesprengten, zum Teil zwischen zwei Mauern im Auftrag hergestellten, kastenförmigen Bette und ist überall ca. 1,0 m hoch mit Boden bedeckt, so dass grössere Temperaturschwankungen ausgeschlossen sind und Dilatationsvorrichtungen entbehrlich wurden. Jedes Rohrstück hat sein eigenes Betonfundament. An einzelnen schärferen Knickpunkten sind besondere Stützpunkte durch grosse Fundamentklötze geschaffen.

Von dem erwähnten Verteilungsrohre gehen in jeder Zentrale vier Zuführungsrohre zu den Hauptturbinen und zwei kleinere Rohre zu den Erregerturbinen (vergl. Taf. XI, Fig. 6 u. 7). Jedes Zuführungsrohr kann mittelst Drosselklappe gesondert abgeschlossen werden, so dass, ohne den Betrieb der übrigen Turbinen zu stören, jede für sich ausser Betrieb gesetzt werden kann. Vor dem Eintritt in die Turbine zweigt von jedem Turbinenrohr ein anderes Rohr ab, welches direkt in den Turbinenkanal führt. Dieser Rohrzweig ist mit einem Sicherheitsventil versehen, welches mit der Regulierwelle der Turbine so verbunden ist, dass es sich ganz oder zum Teil öffnen muss, wenn die Turbine ganz oder zum Teil von dem Regulator geschlossen wird. Der auf das Ventil wirkende Mechanismus ist derart mit dem Gestänge des Regulators verbunden, dass das Schliessen in der Turbine gegen das Öffnen des Entlastungsventils nur mit ganz geringer Verzögerung erfolgt, so dass *die gleichmässige Wasserzuführung zum unteren Krafthause gesichert bleibt*. Soll die Drosselklappe einer Turbine geschlossen werden, so wird gleichzeitig ein vom Verteilungsrohr direkt in den Turbinenkanal führendes Rohr geöffnet, um die der Turbine zukommende Wassermenge durchzulassen (vergl. Taf. XI, Fig. 6). Aus dem Turbinenkanal eines oberen Krafthauses fliesst das Wasser direkt in den Werkkanal des unteren. Bei dem untersten Krafthause von Rusia führt natürlich der Turbinenkanal direkt in die Stura. In dem Werkkanal zwischen dem obersten Krafthause und der mittleren Druckkammer ist nochmals ein Grundablass mit einem direkt in die Stura führenden Entlastungskanal angelegt. Durch Schützen, welche in die Werkkanäle eingebaut sind, kann jedes Krafthaus ganz ausser Betrieb gesetzt werden, ohne den Betrieb der anderen beiden zu beeinflussen. Aus dem Schema Taf. XI, Fig. 1 gehen alle Schützenanlagen und die mit ihnen möglichen Kombinationen am besten hervor.

Der Maschinensaal jedes Krafthauses ist für vier Turbo-Dynamos von je 700 PS. mit den zugehörigen Erregerturbinen eingerichtet. Er hat eine Länge von etwa 31,50 m und eine Breite von 10,0 m, so dass für 100 installierte PS. 10,5 qm Bodenfläche zur Verfügung stehen. Die kleinen Erregerturbinen leisten je 70 PS.. Alle Turbinen sind Francis-Reaktionsturbinen [2]) mit je einem Lauf- und einem Leitrade. Das Wasser tritt von unten in das *spiralförmige* Verteilungsgehäuse ein, beaufschlagt die Schaufeln radial

[2]) Geliefert von Riva Monneret & Co. in Mailand.

und tritt einseitig axial in das Saugrohr wieder aus. Die grossen Turbinen machen 375, die kleinen 600 Uml./Min. Die Regulierung erfolgt durch einen hydraulischen Servo-Motor, welcher durch Druckwasser aus der Anlage selbst gespeist wird. Zur Erlangung eines genügend reinen Druckwassers ist für jedes Krafthaus eine kleine Filteranlage eingerichtet. Um bei Parallelschaltung die Maschinen von Hand regulieren zu können, sind noch für jede Maschine Elektromotoren eingeschaltet, mit welchen der Maschinist entweder vom Schaltbrett aus oder direkt an der Maschine die Wasserzuführung zu jeder Turbine regulieren kann. Die Turbinen sind mittelst elastischer Zodel-Kuppelung mit den Generatoren [8]) verbunden, welche Dreiphasen-Drehstrom von 12000 Volt Spannung erzeugen.

Ein gemeinsamer **Turbinenkanal** läuft in der Mitte des Maschinensaals unter dem ganzen Krafthause hinweg. Die Schaltanlage befindet sich ähnlich wie bei dem Krafthause Funghera an einem Ende des Maschinensaales. Für die Unterbringung der Maschinenkabel ist auf der Seite, wo die Generatoren stehen, unter dem Maschinenflur ein geräumiger **Kabelkanal** angelegt und ausserdem befindet sich noch in der Mitte des Maschinensaals ein kleinerer mit Riffelplatten abgedichteter Kabelkanal für den Erregerstrom (vergl. Taf. XI, Fig. 6 u. 7).

Der Strom der drei Krafthäuser wurde 1904 mittelst drei aus je drei blanken Kupferdrähten bestehender Fernleitungen auf gemeinschaftlichem Gestänge nach Funghera geführt, hier auf 24000 Volt transformiert und dann mit der Energie des dortigen Krafthauses gemeinsam nach Turin weitergeleitet. Die Fernleitungen ruhen zum Teil auf hölzernen Masten, zum Teil auf eisernen Gittermasten. Die hölzernen Masten sind alle mit Kreosot imprägniert und kosten 45 Lire frei Baustelle. Sie sind meistens nicht direkt in den Boden gesteckt, sondern auf einen Betonklotz gestellt und mittelst eines schmiedeeisernen Gerüstes gehalten. An Eckpunkten, wo grössere seitliche Zugkräfte auftreten, sind die Holzmasten durch Eisen armiert (vergl. Kap. III, 7. Fernleitungen).

---

§ 6. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Cenischia bei Novalesa, Piemont, Italien. Hierzu Tafel XII [1]).

Das genannte Werk ist insofern interessant, als es sich hier um ein Gesamtgefälle von 858,83 m handelt. Man hat dieses gewaltige Gefälle in zwei Stufen zerlegt. Das unterste Gefälle von 444,70 m war bereits bis Ende 1904 fertig ausgebaut und in Betrieb gesetzt. Mit dem Ausbau der Zentrale und der Rohrleitung für das obere Gefälle ist im Sommer 1904 begonnen; auch diese Anlage soll im Laufe des Jahres 1905 fertig gestellt worden sein. Die Wasserkraftanlage gehört der Società delle Forze Idrauliche del Moncenisio, welche die Konzession und das Projekt im Jahre 1900 von dem Ingenieur Marsaglia erwarb. Ursprünglich war die Konzession der englischen The Mont Cenis Power and Land Company Lmtd. im Jahre 1898 gegeben

[8]) Die elektrische Einrichtung des Krafthauses ist von der A.-G. Siemens & Halske, Berlin geliefert.

[1]) Die Abbildungen des Textes und der Tafel sind zum Teil der Rivista L'Electricità Anno XXIII (1904) Nr. 18: „L'impianto idroelettrico della Cenischia“ entnommen, zum Teil nach Zeichnungen angefertigt, welche von der Gesellschaft dem Verfasser zur Verfügung gestellt wurden.

worden. Sie lautete dahin, dass aus dem Gebirgsbach Cenischia 1020 l/sek. entnommen und zum Zwecke der Energieerzeugung verwendet werden könnten. Diese Konzession ist deshalb besonders wertvoll, weil oberhalb der Entnahmestelle sich zwei Seen befinden, von welchen der grössere 14,50 Hektar, der kleinere 5 Hektar Oberfläche hat. Das Niveau des grösseren Sees liegt auf + 1913,30 m, des kleineren auf + 1908,0 m über dem Meere. Die Gesellschaft projektiert, die ausgleichende Wirkung der Seen dadurch zu erhöhen, dass sie durch Einbau von Wehren an den Ausflusstellen des Baches die Niveauhöhen der Seen regulierbar macht und Stauräume von 400000 cbm schafft. Auf diese Weise hofft man während des grössten Teiles des Jahres (etwa neunmonatlich) eine Wassermenge von 1400 l/sek. für 12 stündigen Betrieb zu erzielen. Ausserdem lässt sich das Gefälle zwischen den Seen und der jetzigen Entnahmestelle noch sehr gut ausnutzen.

Abb. 53. Abbildung der Entnahmestelle.



Der **Einlauf** und der **Werkkanal** sind natürlich gleich für 1400 l/sek. ausgeführt, dagegen war 1904 für das untere Krafthaus zunächst nur ein Druckrohr von 0,72 m Dm. gelegt, um darin 780 l/sek., d. h. etwas mehr als die Hälfte der zukünftigen Wassermenge, den Turbinen zuzuführen. Die Geschwindigkeit im Druckrohr wird daher nur 1,91 m betragen. Das N.W. an der Entnahmestelle in der Cenischia, bei welcher der Bach direkt an die grosse Mont-Cenis-Strasse herantritt, liegt auf + 1730 m über dem Meere. Sie besteht aus dem **Wehr** nebst **Kanaleinlauf** mit Rechen, Kiesschleuse und Regulierungsschützen. Die technischen Einzelheiten bieten hier nichts Besonderes. Die Abbildung der Entnahmestelle (vergl. Abb. 53) gibt eine Darstellung von der primitiven Wehranlage. Man erkennt den groben Rechen vor dem Einlauf. In dem kleinen Schutzhause für den Wehrwärter befinden sich die Regulierungsschützen für den Werkkanal, daneben liegt der Kiesfreilauf. Das Wehr ist aus Holz und Steinen ganz primitiv,

aber ausreichend solide hergerichtet. Es soll nur einen kleinen Stau bei N.W. erzeugen, damit man das Wasser in den Kanal hineinbekommt. Das in der Abbildung sichtbare obere Haus ist eine Unterkunftsstelle für die Wächter der Mont-Cenis-Strasse.

Der **Werkkanal** hat bis zur ersten Druckkammer 2341,0 m Länge; sein Wasserspiegelgefälle beträgt 2,7 ‰. Von der Gesamtlänge entfallen 454,0 m auf fünf Tunnel, der Rest auf Einschnitt im Felsen, abgesehen von einer ganz kurzen Strecke im Auftrag. Der Kanal hat eine lichte Höhe von 1,35 m und eine Breite von 0,95 m. Die normale Wassertiefe soll 1,0 m betragen. Zur Berechnung der Geschwindigkeit ist die Formel von Bazin in der Form

$$v = \frac{87 \cdot \sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R \cdot J} = \frac{87 \cdot \sqrt{R \cdot J}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

verwendet, wobei der Beiwert γ zwischen 0,45 und 0,30 je nach der Glätte der Wände des Kanals angenommen wurde. Der Kanal ist durchweg, soweit er im Einschnitt und Auftrag liegt, mittelst Granitplatten abgedeckt, so dass er vor Einfall von Laub, Geröll und Schnee und vor Eisbildung geschützt ist (vergl. Taf. XII, Fig. 2 u. 3). Auf dem Wege zwischen dem Einlauf an der Entnahmestelle und der ersten Druckkammer sind zwei **Überfälle** angeordnet und zwar der erste in der Nähe des Einlaufs, der zweite in der Druckkammer selbst. Der erste Überfall entwässert direkt in die Cenischia, der letztere in einen kleinen See in der Nähe des Ortes Ferrera (vergl. Taf. XII, Fig. 1). Der Überlaufkanal in den See ist kaskadenförmig angelegt, ähnlich wie der Zubringerkanal zwischen der ersten und zweiten Druckkammer, von dem weiter unten die Rede sein wird.

Die erste **Druckkammer** ist mit der zweiten in fast allen Massen gleich angelegt (vergl. Taf. XII, Fig. 4). Das Wasser tritt aus dem Kanal zunächst in einen mit Kappen zwischen Trägern überwölbten Raum, dessen Sohle 0,60 m unter die Kanalsohle vertieft ist. Dieser Raum hat eine Breite von 4,0 m und eine Länge von 4,75 m, so dass das Wasser, welches übrigens wegen der vorgelagerten Seen verhältnismässig rein ist, eine erheblich geringere Geschwindigkeit als im Kanal annehmen muss und so eine Abscheidung von Sand und Kies bewirkt wird. Aus diesem Raum muss das Wasser über eine, gegen die Sohle um 0,50 m erhöhte, 1,90 m breite Schwelle überfliessen und tritt dann durch einen Seitenkanal in die eigentliche Druckkammer ein, aus welcher die schmiedeeisernen Druckrohre ausmünden. Vor den Mündungen der Druckrohre sind zwei voneinander getrennte Vorkammern angelegt, welche mittelst Schützentafeln abgeschlossen werden können. Bei geschlossener Schütze können also jede Vorkammer und das zugehörige Druckrohr für sich trocken gelegt werden. Während des Betriebes kann die Luft entweichen und bei Entleerung des Druckrohrs Luft in dasselbe frei eintreten. Hinter den Schützentafeln befindet sich je ein Feinrechen aus Flacheisenstäben, um kleinere schwimmende Körper zurückzuhalten (Taf. XII, Fig. 5). Die Schwelle der Schützentafeln, welche die Vorkammern dicht abschliessen, liegt 0,70 m höher als die Sohle der Druckkammer, so dass auch noch in dieser ein Sandfang gebildet ist. Gegenüber den Vorkammern ist in der ganzen, 8,20 m betragenden Länge der Druckkammer ein **Überlauf** angelegt, über welchen das in den Turbinen nicht benötigte Wasser in einen Überlaufkanal stürzt. In diesen Überlaufkanal hinein kann durch Öffnen einer Grundschütze die Druckkammer entleert und gespült werden. Über dem gewölbten Raum befindet sich die Wohnung des Wärters und noch ein Schlafraum für die Streckenarbeiter. Solange für die obere Druckkammer noch keine Druckrohre verlegt waren, musste das Wasser mittelst eines besonderen Zubringers der zweiten unteren Druckkammer zuge-

führt werden. Nach Ausführung der oberen Zentrale, welche ganz in der Nähe der zweiten Druckkammer angelegt worden sein soll, fliesst das Wasser in der Regel durch die Druckrohre den Turbinen zu und gelangt aus diesen durch einen kurzen Kanal in die zweite Druckkammer; der Zubringer tritt also nur in Funktion, wenn die Turbinen der oberen Zentrale ganz oder zum Teil abgestellt sind. Bis zur Inbetriebsetzung des oberen Krafthauses ging das Wasser aus der oberen Druckkammer in den **Zubringer**, welcher in einer Länge von 1513,0 m ein Wasserspiegelgefälle von 414,0 m zu überwinden und das Wasser der zweiten Druckkammer zuzuführen hatte. Auf einer Strecke von ca. 200,0 m war man genötigt, wegen der allzu starken Neigung des Terrains den Zubringer als schmiedeeisernes Rohr von 0,35 m Dm. auszuführen. Im übrigen ist der Kanal kaskadenförmig hergestellt (vergl. Tafel XII, Fig. 6, 7, 8, 9). Die Stufen, je nach den Terrainverhältnissen in Längen von 1,35—2,05 m, sind mit einer durchschnittlichen Stufenhöhe von 0,40 m aus roh behauenen Steinen und in hydraulischem Mörtel angelegt worden. Die Abstürze und die Seitenwände sind als Betonmauern ausgeführt. Wenigstens alle 100,0 m ist ein Fallschacht angeordnet, in den das Wasser etwa 1,80—2,0 m tief herabstürzen muss, und zwar fällt es auf ein Wasserpolster von ca. 0,42 m Stärke. Auf diese Weise wird die Geschwindigkeit des Wassers auf ein unbedenkliches Mass herabgemindert. Dieser Zubringerkanal ist, wo Stein oder Laubfall zu befürchten war, mit Granitplatten abgedeckt. Zu der unteren Druckkammer und dem oberen Krafthause führt von Novalesa nur ein schmaler Saumpfad herauf. Die schweren Stücke der Maschinen sollen deshalb per Achse die Mont-Cenis-Strasse herauf bis etwa zu der Stelle geschafft sein, wo der Zubringerkanal die Strasse schneidet (vergl. Taf. XII, Fig. 1). Von hier soll man sie dann auf Gleitbahnen bergab geschafft haben. Als man von den beiden projektierten **Druckrohren** zum unteren Krafthause das erste verlegte, hat man gleich die Auflager und das Bett für beide hergerichtet. Dasselbe ist entweder zwischen Felswänden eingeschnitten oder, wo es im Auftrag liegt, sind beiderseitig Mauern errichtet, derart, dass die Rohre in ihrer ganzen Länge mindestens 1,0 m hoch mit Boden bedeckt werden, um sie der Einwirkung des Temperaturwechsels möglichst zu entziehen. Die Länge des zuerst verlegten unteren Druckrohres beträgt 1060,0 m, sein Dm. 0,72 m. Das Material ist für das obere Ende bestes Flusseisen, für das untere Ende Siemens-Martinstahl. Die Wandstärke steigt von 5 mm für die oberen Rohrstücke bis 21 mm für die unteren. Die oberen Rohre bis zu einer Druckhöhe von 289,0 m sind genietet, die unteren geschweisst und alle in Längen von 5,0 m hergestellt; sie wiegen bei 5 mm Wandstärke 700 kg und bei 21 mm Wandstärke 2100 kg; das Gesamtgewicht eines Druckrohrstranges zwischen der unteren Druckkammer und dem unteren Krafthause beträgt 300000 kg. Die Bolzen und die Innenseiten der Flanschen sind verzinnt. Bei der Berechnung ist eine zulässige Belastung von 1000 kg pro qcm angenommen und die Nietlöcher sind abgezogen. Ausserdem sind dem statischen Druck 15 % zugeschlagen, um den Druckschwankungen infolge von Stössen bei der Turbinenregulierung Rechnung zu tragen. Da das Rohr mit kontinuierlichem Gefälle verlegt ist, kann die Luft in die Druckrohrkammer entweichen; Dilatationsvorrichtungen waren wegen der bedeckten Verlegung der Rohre entbehrlich. Auch hat man geglaubt, von Einrichtungen zum Schutze gegen Wasserschläge im Druckrohre wie Windkessel, Entlastungsventile, Sicherheitsscheiben etc. absehen zu können, da dafür gesorgt ist, dass ein plötzliches Schliessen der Freistrahlmündungen in den Turbinen nicht möglich ist. Die genieteten Rohre sind mit Flanschen verbunden, welche aus aufgenieteten Winkeleisen gebildet sind. Zur Verbindung der geschweissten Rohre sind starke, kurze Winkelflanschen an die Rohrenden angeschweisst und hinter diese sind

abgedrehte, ca. 40 mm starke Flanschringe aus Stahl gelegt und mit Bolzen zusammengezogen, nach dem Muster der Lac-Tanay-Anlage (vergl. Kap. II, § 18, Kap. III, 4. Druckrohre und Taf. LVIII, Fig. 11). Als Dichtungsmaterial sind Kupferringe mit Asbestumhüllung verwendet. Jedes Rohr ruht auf einem besonderen Betonfundamente. An den stärkeren Knickpunkten des Längenprofils sind grosse Betonklötze angebracht, in denen das Rohr verankert ist, so dass es sich axial an den Stellen nicht verschieben kann. Ausser an den Knickpunkten befinden sich alle 25,0 m verstärkte Fundamente, an denen das Rohr weiter durch starke Winkeleisen gegen Herabgleiten gesichert ist. An geeigneten Stellen sind Mannlöcher angebracht, um das Druckrohr innen reinigen und eventuell mit neuem Anstrich versehen zu können. Das untere Druckrohr endigt vor der Zentrale, nachdem es seine Richtung in der Horizontalprojektion um fast 90° geändert hat, in einem starken Mannesmannrohre, von dem die einzelnen Turbinenrohre rechtwinkelig abzweigen. Eine vor dem Maschinenhause nach der Cenischia zu gelegene Terrasse ist als Rohrkammer für dieses Verteilungsrohr ausgebildet und bietet Platz für das später noch zu verlegende zweite Verteilungsrohr (vergl. Tafel XII, Fig. 11). Unter die eben erwähnte Rohrkammer hindurch läuft der allen Turbinen gemeinsame **Turbinenkanal**, welcher das Druckwasser in die Cenischia zurückleitet.

Um zu verhüten, dass sich verlängs der Druckrohrleitung Regen- oder Schneewasser zu grösseren Mengen ansammeln und dann verheerend wirken kann, sind von Zeit zu Zeit Abweisungsmauern angelegt, welche das Wasser seitwärts ableiten. Von der unteren Druckkammer führt ein gleichfalls kaskadenförmig angelegter Entlastungskanal dasjenige Wasser in den Fluss zurück, welches über den Überlauf fliesst.

Das **Krafthaus** befindet sich unweit des Dorfes Novalesa an der alten Strasse Susa-Ferrara. Eine Brücke führt über die Cenischia, welche hart an dem Gebäude vorbeifliesst. Der Maschinensaal ist eingerichtet für fünf Turbodynamos von je 1600 PS_e, zwei Erregerturbinen von 110 PS_e und acht Transformatoren (vergl. Tafel XII, Fig. 10 und 12). Die **Turbinen**[2]) sind Freistrahlwasserräder mit innerer Beaufschlagung, ähnlich der auf Taf. LXXV, Fig. 1—3 dargestellten Konstruktion. Jede Turbine gebraucht bei voller Belastung ca. 360 l/sek. und macht 500 Uml./Min. Der Dm. des Laufrades ist 2,20 m. Der Schaufelkranz ist durch starke, stählerne, warm aufgezogene Ringe zusammengehalten. Das Wasser tritt durch ein horizontales Rohr an der Breitseite des Turbinengehäuses in Höhe der Welle ein. Die Regulierung erfolgt durch einen mechanischen Servomotor, welcher durch Riemenübertragung mit der Welle verbunden ist und welcher mittelst eines Gestänges die Austrittsöffnungen der Freistrahldüsen selbstwirkend mehr oder weniger schliesst bezw. öffnet. Der Turbinenregler ist ausserdem mit einer Übersetzung versehen, welche die Schliessung der Freistrahldüse von Hand gestattet. Da nach der gewählten Konstruktion die Schliessung der Düse nicht plötzlich, sondern nur allmählich erfolgen kann, sind starke Wasserschläge im Druckrohr infolge der Turbinenregulierung nicht zu befürchten. Mit den Turbinenwellen sind Dreiphasen-Generatoren mittelst elastischer Zodelkuppelung verbunden. Die **Generatoren**[3]) haben rotierendes 12poliges Magnetrad und feststehenden Anker. Die Umfangsgeschwindigkeit des Magnetrades beträgt 42,0 m/sek. Der Wirkungsgrad der Turbinen soll bei voller Belastung 78%, derjenige der Generatoren 95% sein. Die beiden Erreger-Turbinen sind auch nach dem erwähnten System gebaut, machen 600 Uml./Min. und sind mit

---

[2]) Geliefert von Piccard-Pictet & Cie. in Genf nach Art der Schwamkrug-Turbinen.

[3]) Geliefert von der französischen Thomson-Houston-Gesellschaft in Paris.

Gleichstrom-Dynamos von 75 KW bei 125 Volt gekuppelt. Die Dreiphasen-Generatoren liefern den Strom mit 3000 Volt und 50 Perioden, welcher in Monophasen-Öltransformatoren für die Fernleitung auf 30000 Volt herauftransformiert wird. Die Maschinenkabel werden in einem geräumigen **Kabelkanal** zum Schaltraum geführt. Jeder der bis 1904 aufgestellten Öl-Transformatoren hatte eine Leistungsfähigkeit von 1100 KW bei $\cos \varphi = 0{,}75$. Der Nutzeffekt soll bei voller Belastung 97,3 % sein. Das Öl wird durch Kühlschlangen, in denen Wasser zirkuliert, gekühlt. Keiner der Apparate an der dem Maschinenhause zugekehrten Seite des Schaltbrettes hat Hochspannung. Für die Hochspannungs-Messinstrumente sind Messtransformatoren vorgeschaltet. Im Schaltraume befinden sich die Bleisicherungen und Ausschalter für jede Phase getrennt zwischen Monierwänden nach dem Muster moderner Hochspannungsanlagen.

Die **Fernleitung** hat von Novalesa bis zur Transformatorenstation in Turin eine Länge von ca. 60,0 km. Die schmiedeeisernen, 11,87 m hohen Gittermasten sind in Betonfundamenten aufgestellt. Ihr Gewicht schwankt je nach der Stärke und Höhe zwischen 420 und 1700 kg. Als normale Spannweite von Mast zu Mast gelten 75,0 m. Bei der Betriebseröffnung wurden zunächst zwei Leitungen von je drei blanken Kupferdrähten (6,75 mm Dm.) montiert. Für die Ausnützung der Wasserkraft mit 1400 l/sek. war noch eine dritte Leitung von drei Drähten mit ca. 9 mm Dm. vorgesehen. Jeder Isolator ist auf einem kurzen horizontalen, eichenen Ausleger mit einem Schraubenbolzen so befestigt, dass je drei ein gleichseitiges Dreieck von 0,725 m Seite bilden. Die Isolatoren selbst bestehen aus drei übereinander liegenden Glocken, deren Form auf Grund sorgfältigster Versuche gewählt sein soll (vergl. Kap. III, 7. Fernleitungen). Zwischen der Zentrale Novalesa und der Transformatorenstation bei Turin befinden sich noch zwei Häuschen für Unterbringung von Streckenunterbrechern nebst Blitzableitern, das eine bei dem Orte Bussoleno, das zweite bei Ambrogio. Auf diese Weise ist die Gesamtstrecke in drei Teile geteilt, welche einzeln stromlos gemacht werden können. In der Transformatorenstation an der Barriera del Martinetto vor Turin wird der Strom auf 3000 Volt herabtransformiert, um von hier aus mittelst Kabel und oberirdischer Leitung in Turin selbst hereingeführt zu werden. Da die Gesellschaft ihre Kraft an der Transformationenstation an die Alta Italia abgibt, hat sie nicht selbst für das Verteilungsnetz zu sorgen (vergl. S. 367).

Was die **Kosten der Anlage** betrifft, so sind diesbezügliche Mitteilungen bereits in der Tabelle I, S. 242/243 gemacht.

Nach den Zahlen, welche dem Verfasser mitgeteilt wurden, haben die Wehr- und Kanalanlagen einschliesslich der Druckkammern und der Entlastungs- und Zubringerkanäle, welche bis Ende 1904 ausgeführt waren und das untere Krafthaus zusammen 650000 Lire gekostet. Für das damals bereits verlegte eine Druckrohr einschliesslich der Kosten für Herstellung des Druckrohrbettes für beide Rohre betrugen die Kosten 230000 Lire. Nach diesen Zahlen sind die Kosten für die Gesamtanlage ergänzt. Die Fernleitung von Novalesa nach der Transformatorenstation an der Barriera del Martinetto bei Turin hat 700000 Lire gekostet, d. h. rd. 11700 Lire oder 9477 Mark pro km (vergl. die Preisangaben S. 264).

Wenn durch die Regulierung des Ausflusses der Cenischia aus den Seen die neunmonatliche Wassermenge auf 1400 l/sek. gebracht und die verfügbare Kraft auf 12450 PS_e gewachsen sein wird, muss die sogenannte „mittlere Nutzleistung“ erheblich höher liegen als bei $^2/_3$ der installierten Leistung, wie der Gleichmässigkeit wegen in Tabelle I, S. 244 angenommen wurde. Die Kosten dieser einfachen See-Regulierungen werden voraussichtlich nicht erheblich ins Gewicht fallen.

§ 7. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Dora Baltea im Aosta-Tale der Società Industriale Elettrochimica di Pont Saint-Martin.

Hierzu Tafel XIII, XIV, XV[1]).

Im Aostatal nahe bei der Station Pont Saint-Martin wurde 1901 eine Wasserkraft dem Betriebe übergeben, welche ursprünglich dazu bestimmt war, für eine Calcium Carbid-Fabrik die elektrische Energie herzugeben. Da aber bald nach Gründung der für diesen Zweck ins Leben gerufenen Gesellschaft sich herausstellte, dass bereits Fabriken mit einer den damaligen Konsum um ein vielfaches überschreitenden Leistungsfähigkeit vorhanden waren und sich Anzeichen für eine Krisis in dieser Industrie zeigten, beschloss man von der Errichtung dieser Fabrik vorläufig abzusehen[2]) und die Kraft im wesentlichen nach dem industriereichen Biella und der Valle Mossa zu überführen, da im Aostatal selbst nur verhältnismässig wenig Kraft unterzubringen war. Weil nun aber bis Biella eine Fernleitung von 45,0 km gezogen werden musste und einschliesslich der Verzweigungen zu den einzelnen sehr verstreut liegenden Konsumenten und der Fernleitung zur Valle Mossa schon bis 1903 ein Leitungsnetz von 86,0 km notwendig wurde, so ist durch diese Programm-Änderung die ursprüngliche Rentabilitätsberechnung stark beeinträchtigt worden. Aus der durch das Aostatal fliessenden Dora Baltea konnten bei Pont Saint-Martin nach den aufgestellten Projekten und der Konzession (etwa neunmonatlich) 30,0 cbm/sek. entnommen werden. Durch Einbau eines Wehres und Führung eines 1,0 km langen Kanals war ein Gefälle von 14,0 m und damit eine theoretische Wasserkraft von 5600 PS, oder 4200 PS_e, an den Wellen der Turbinen gemessen, zu erzielen. Die Dora Baltea ist ein echter Gebirgsfluss mit im Winter sehr stark abfallenden Wassermengen. Das Vorflutgebiet beträgt rd. 3000 qkm. Im Sommer ist immer überreichlich Wasser vorhanden. Da aber ein See nicht vorgelagert ist, so fehlt der Ausgleich und in der Regel fällt das Wasser im Winter während mindestens zweier Monate auf 22 cbm/sek. Das 355tägige N.W. des trockensten Jahres beträgt 18 cbm/sek. oder 6 l/sek./qkm. In der mangelnden Beständigkeit der Kraft lag insofern eine grosse Schwierigkeit für die Verwertung, als die Industriellen im allgemeinen nur für ständige Kraftlieferung Interesse zeigten. Die Gesellschaft hatte sich von vornherein das Recht vorbehalten, an 200 Stunden im Jahre die Stromlieferung zu unterbrechen. Dieser Vorbehalt ist in Italien und auch in anderen Ländern vielfach eingeführt, weil man, als längere Erfahrungen mit elektrischer Energieübertragung noch nicht vorlagen, für Unterbrechung durch Blitzschlag und für Reparaturen an der Wasser- und Maschinenanlage einen grösseren Sicherheitskoeffizienten notwendig fand. Wegen Blitzschlag und wegen Reparaturen aus irgend welchen anderen Ursachen sind aber Unterbrechungen der Stromlieferung nur selten und wenn, von geringer Dauer vorgekommen, so dass der grösste Teil dieses 200stündigen Spielraumes für die Tagesstunden bei Wassermangel ausgenutzt werden konnte. Wenngleich bei der hier zu besprechenden Anlage die an die Konsumenten verkaufte Kraft 24stündig zu liefern war, ausgenommen an Sonn- und Feiertagen, so sank der Konsum in der Nacht doch so stark, dass man während der Nachtzeit mit den kleinsten sekl. Zuflussmengen auskommen konnte.

---

[1]) Die Abbildungen und Tafeln sind nach Material angefertigt, welches dem Verfasser von der Gesellschaft zur Verfügung gestellt wurde.

[2]) Später ist eine Barium-Fabrik gebaut und dann ist diese wieder in eine Calcium-Carbid-Fabrik umgewandelt, besonders um die sechsmonatliche Kraft und die Kraft in den Nachtstunden auszunutzen.

Zur besseren Wasserfassung bei N.W. wurde das **Wehr** unter einem spitzen Winkel zur Stromachse über den Fluss gelegt (vergl. Taf. XIII, Fig. 1 u. 3). Das Niedrigwasser, welches auf + 301,36 über dem Meere lag, wurde durch das Wehr bis auf + 302,80 gestaut. Das Gefälle der Dora Baltea bei N.W. auf der ca. 1,0 km langen Strecke vom Wehr bis zu der projektierten Ausmündung des Kanals betrug rd. 1 : 70. Der **Werkkanal** ist 879,3 m und der **Unterwasserkanal** 488,0 m lang. Für das Krafthaus konnte bei N.W. und allen mittleren Wasserständen ein Gefälle von 14,0 m gewonnen werden. Das Wehr ist aus Beton mit einem geneigten Abfallrücken hergestellt. Der Absturzboden liegt wagerecht in Höhe der Flussohle. Ersterer ist durch eine 2,0 bis 4,0 m tief fundierte Herdmauer abgeschlossen, ohne dass dieselbe mit der Sohle den gewachsenen Felsen erreicht. Bei dem geringen Stau, der Breite des Wehrquerschnitts und der aus grobem Kies bestehenden Flussohle ist eine Unterspülung des Wehres nicht zu befürchten. Die Hohlräume zwischen den Kieselsteinen sind in den tieferen Schichten, auf denen das Wehr ruht, mit einem feinen Sande voll ausgefüllt, so dass auch das Sickerwasser, welches unter das Wehr hindurch gelangt, nicht bedeutend ist. Das Wehr hat eine Gesamtlänge von 87,0 m. Durch seine spitzwinklige Lage wird die Rinne des N.W. nach dem an dem linken Ufer gelegenen **Einlauf** gedrängt und bei höherem Wasserstande verlängs des Wehres ein starker Strom nach dem neben dem Einlauf liegenden Grundablass (Kiesfreilauf) zur Abführung des Geschiebes erzielt.

Durch einen Fangedamm wurde zunächst das Wasser der Dora Baltea auf das rechte Ufer so weit herübergedrängt, dass man dasselbe in einer zwischen der rechtsseitigen Flügelmauer und dem Felsen angelegten zeitweiligen Rinne (vergl. Abb. 54) ableiten und so die ganze Anlage im Trockenen ausführen konnte. Wegen des an der Wehrstelle beginnenden starken Gefälles der Dora-Sohle konnte man das Wasser aus den Fundierungs-Baugruben durch kleine Schlitze abführen, so dass nur ganz geringe Pumparbeiten notwendig wurden. Nach Fertigstellung des Wehres wurde die eben erwähnte zeitweilige Rinne wieder durch Kiesschüttung geschlossen und das Ufer mit einer soliden Steinpackung befestigt. Man hat es nicht für nötig gehalten, die rechtsseitige Flügelmauer durch eine Grund- und Quermauer mit dem gewachsenen Felsen zu verbinden, da die Uferlinie an der Stelle nach der Flussmitte zu in der konvexen Krümmung liegt und deshalb daselbst die Uferbefestigung bei Hochwasser im allgemeinen keinen starken Angriffen ausgesetzt ist wie die gegenüber liegende Seite. Sollte der Fluss einmal die Rinne zwischen Flügelmauer und Felsen wieder öffnen, wäre nichts weiter verloren und man könnte ohne alle Schwierigkeiten beim nächsten Niedrigwasser die gedachte Grundmauer herstellen.

Selbstverständlich musste nach den getroffenen Dispositionen die ganze Arbeit des Wehrbaues in der Zeit des N.W. ausgeführt werden und ist auch tatsächlich vom Dezember 1899 bis März 1900 fertiggestellt worden.

Neben der linksseitigen Flügelmauer des Wehres befindet sich zunächst der 6,0 m breite **Grundablass** (Kiesfreilauf), dessen Sohle auf + 301,0 gelegt ist und welcher durch 3 Schützentafeln geschlossen werden kann. Bei allen höheren Wasserständen werden die Schützentafeln ganz oder zum Teil gezogen, damit der entstehende starke Spülstrom das Geschiebe ins Unterwasser abführt und den Einlauf frei hält. Unmittelbar aufwärts vom Grundablasse befindet sich der **Einlauf**, welcher durch eine starke Leitmauer von dem Grundablass getrennt ist. Von der aus einer 0,50 m starken Betonmauer hergestellten Schwelle des Einlaufs, welche in der Uferlinie auf + 301,20 liegt, senkt sich die Sohle kanalabwärts allmählich bis auf + 300,70 nach einem zweiten

Kiesfreilauf zu, welcher von der Einlaufstrecke des Werkkanals abzweigt und dazu dient, Sand und Kies aus dieser als kleines Ablagerungsbecken dienenden Strecke periodisch abzuführen. Die besprochenen Massregeln zur Abhaltung von Geschiebe und

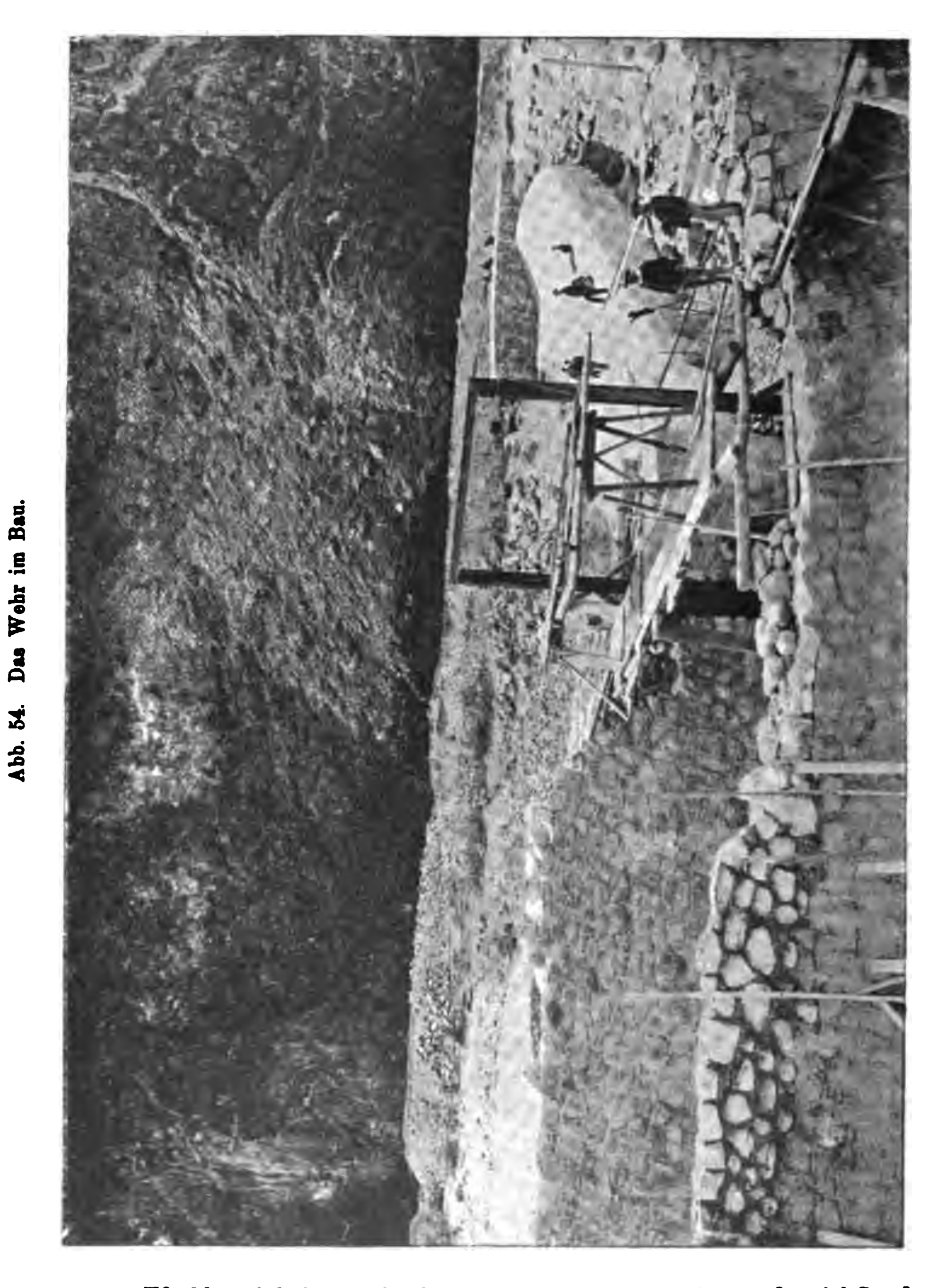


Abb. 54. Das Wehr im Bau.

Sinkstoffen vom Werkkanal haben sich als nicht ausreichend erwiesen, da viel Sand und Kies bis zu den Turbinenkammern gelangt.

Der **Werkkanal** ist unmittelbar hinter dem zweiten Kiesfreilauf durch 8 Schützentafeln abschliessbar. In der Mitte des Kanals steht ein Brückenpfeiler. Die so gebildeten

zwei Öffnungen sind durch lotrechte I-Eisen in je vier Schützenöffnungen geteilt. Über den Kanal führt eine gewölbte Fussgängerbrücke, welche die Bewegungsmechanismen der Schützentafeln trägt und den Zugang zu den Schützen der zwei Kiesfreiläufe vermittelt (vergl. Abb. 55). Unmittelbar neben der Brücke am linken Ufer liegt das Häuschen

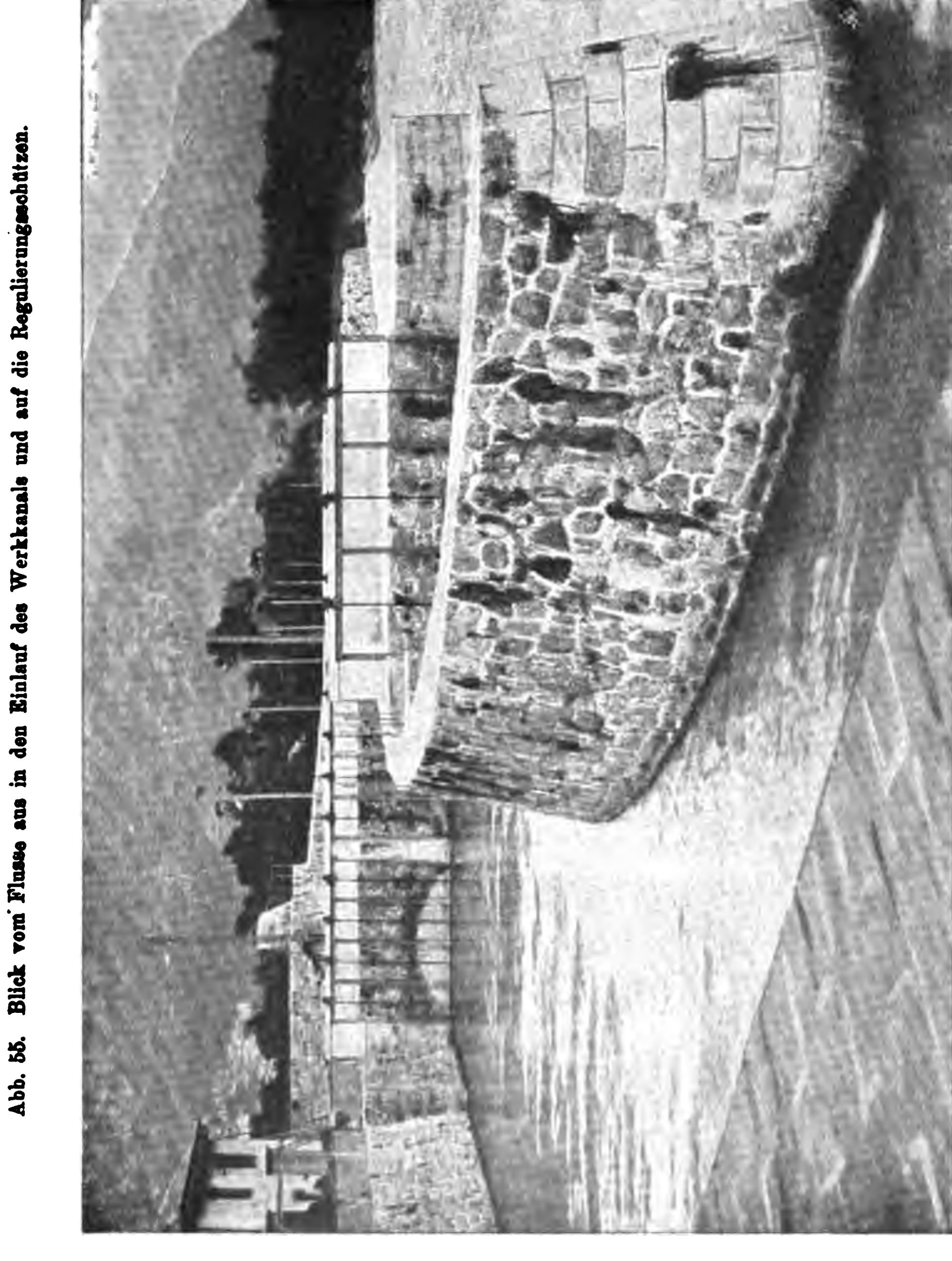


Abb. 55. Blick vom Flusse aus in den Einlauf des Werkkanals und auf die Regulierungsschützen.

des Kanalwärters. Die Kronen der Kanalmauern und der linksseitigen Flügelmauer des Wehres, welche zugleich der gewölbten Brücke über dem ersten Kiesfreilauf als Widerlager dient, liegen auf + 306,50, d. i. 1,52 m über dem höchsten Wasserstand der Dora (vergl. Abb. 55). Der vor den erwähnten ersten Regulierungsschützen im Kanal durch

die Senkung der Sohle hergestellte Absatz ist durch eine von dem linken Kanalufer nach dem zweiten Kiesfreilauf herüberführende Leitkurve so begrenzt, dass Ablagerungen nach dem Freilauf hingedrängt werden. Während der Kanal am Einlauf eine Sohlenbreite von 11,20 m hat, ist dieselbe hinter den erwähnten acht Schützentafeln auf 7,90 m zusammengezogen.

Das Wasserspiegel-Gefälle des Kanals ist zu 0,6 ‰ angenommen und es ist mit einem Gefällverlust von 0,10 m am Kanaleinlauf und an den Schützen gerechnet. Der Kanal soll normal 30,0 cbm/sek. führen. Sein Querschnitt ist in der Einschnittsstrecke 16,70, im Auftrag 16,90 qm bei 2,0 m Wassertiefe, die normale mittlere Geschwindigkeit ergibt sich zu 1,80 resp. 1,78 m/sek. Die Normalquerprofile im Einschnitt und im Auftrag stellen Taf. XIV, Fig. 1 u. 2 dar. Die Kanalufer liegen überall hochwasserfrei. Unterhalb der ersten Schützentafelreihe im Kanal, etwa 80,50 m von dieser entfernt, ist ein Überlauf von 100,0 m Länge angebracht, an welchen sich ein 6,0 m breiter Grundablass mit fünf Schützentafeln von je 1,15 m Breite anschliesst. Die Kronenhöhe des Überlaufs liegt in Höhe des normalen Wasserspiegels, d. h. 2,0 m über der Sohle. Das überfliessende Wasser wird durch einen kleinen, ganz in Beton ausgeführten Seitenkanal direkt in die Dora abgeführt (vergl. Taf. XIII, Fig. 1; Taf. XIV, Fig. 7). Am Wehr sowohl, als an den Überläufen ist Vorsorge getroffen, dass durch Einlassen von I-Eisen und Aufsetzen von Bohlen 40 cbm/sek. Wasser den Turbinen zugeführt werden können. Die Seitenmauern des Werkkanals in der Auftragsstrecke würden gegebenenfalls etwas zu erhöhen sein. Etwa 325,0 m unterhalb des Kanaleinlaufs ist ein Feldweg mittelst einer normalen Bogenbrücke in Stein über den Kanal geführt. Man hat diese Anlage dazu benutzt, um nochmals eine Schützentafelreihe einzubauen mit deren Hilfe man etwa durch die vorderen Schützen eingetretenes Hochwasser zurückhalten und bei etwaigen Reparaturen den Kanal in zwei Abteilungen trocken legen kann. Ausser dieser Brücke waren Spezialbauwerke zur Unterführung von zwei Wegen und zwei Gräben und zur Überführung zweier Wege herzustellen.

Vor dem Krafthause befindet sich ein zweiter ebenfalls 100,0 m langer Überlauf mit Grundablass (Taf. XIV, Fig. 5 u. 6). Letzterer hat ebenfalls fünf Öffnungen, welche mit Holztafeln verschliessbar sind. Der Kanal erweitert sich hinter diesem Überlauf, indem die Achse in einem fast rechten Winkel mit einem Halbmesser von 20,0 m nach dem Krafthause zu abbiegt, zu einem Vorbecken, dessen Breite vor den Turbinenkammern 34,85 m beträgt (Taf. XIV, Fig. 3). Nach dem in der linken Ufermauer des Beckens befindlichen Grundablass hat die Sohle eine schwache Querneigung. Es hat sich herausgestellt, dass der beim Ziehen des Grundablasses entstehende Strom nicht ausreicht, um den Sand aus dem Vorbecken zu entfernen, so dass derselbe von Zeit zu Zeit während sonntäglicher Betriebspausen von Hand herausgebracht werden muss. Die Querneigung der Sohle nach dem Grundablass müsste etwa 1 : 10 bis 1 : 5 betragen. Der Grundablass wäre besser näher an die Turbinenkammern herangelegt. Wenn man dann die Sohle des Beckens in stark geneigten windschiefen Flächen nach dem Grundablass hätte abfallen lassen, so hätte man wahrscheinlich das Vorbecken wirksam spülen können (vergl. Taf. XIV, Fig. 3). Ausserdem würde man den Vorteil erreicht haben, dass der Absatz zwischen Beckensohle und der Schützenschwelle vor den Turbinenkammern grösser geworden wäre. Je grösser aber der Absatz wird, um so weniger Sand kann in die Turbinenkammern gelangen, weil mit der Vergrösserung des wasserberührten Querschnitts die Geschwindigkeit abnimmt und die oberen Wasserfäden mehr und mehr von Sand frei werden.

Das über den Überfall des Vorbeckens fliessende Wasser stürzt in einen aus Beton hergestellten Kanal, welcher nach dem Unterwasserkanal in vier Stufen abfällt, um das Gefälle von 14 Metern zu überwinden. Durch Quermauern, welche bis zur Höhe der Seitenwände emporreichen (vergl. Taf. XIV, Fig. 4), wird der Überlaufkanal in drei Becken geteilt. Die Sohle der obersten Stufe des ersten Beckens, welche etwa 100 m lang ist, d. h. so lang wie der Überfall selbst, liegt am oberen Ende nur 1,3 m, am unteren ca. 2,80 m unter der Krone des Überfalls. Am oberen Ende ist also der Schlag des fallenden Wassers nur gering, nach dem unteren Ende zu aber erhöht sich die Tiefe des Wasserpolsters, welches den Schlag des abstürzenden Wassers aufnimmt. Am Ende des Überlaufs, wo übrigens ein Feldweg unter den **Überlaufkanal** hindurch zu führen war, was mitbestimmend auf die Höhenlage seiner Sohle einwirkte, fällt letztere um ca. 2,0 m ab. Am Ende des ersten Beckens muss das Wasser in zwei halbkreisförmigen, lotrechten Röhren abstürzen und durch eine grosse Anzahl kleiner horizontaler Röhren in das zweite Becken austreten. Letzteres erweitert sich nach unten, wie sich das aus der Örtlichkeit von selbst ergab, und das Wasser stürzt in drei vertikalen halbkreisförmigen Röhren, je von gleicher Dimension wie beim ersten Becken, ab und tritt in vielen kleinen horizontalen Röhren durch die Quermauer in das dritte Becken. Letzteres erweitert sich nach der Ausmündung in den Unterwasserkanal zu abermals, so dass eine weitere Verringerung der Geschwindigkeit des Wassers eintritt. Hier muss das Wasser über eine Quermauer steigen, welche das Becken spitzwinkelig zu seiner Achse durchzieht und stets ein Wasserpolster festhält. Gegen den Unterwasserkanal ist das dritte Becken durch eine Mauer abgeschlossen, deren Krone 3,50 m über der Sohle des Beckens liegt. Von dieser Sohle bis zum höchsten Wasserspiegel ist diese Mauer in ihrer ganzen Länge durch röhrenförmige Öffnungen unterbrochen, durch welche das Wasser hindurch, in einzelne Strahlen zerteilt, in den Unterwasserkanal eintreten muss (vergl. Taf. XV, Fig. 2). Auf diese Weise wird das Überlaufwasser verhältnismässig ruhig in den Unterwasserkanal abgeführt.

Für die fünf grossen Turbinen von je 1000 PS_e und die zwei Erreger-Turbinen von je 150 PS_e sind fünf grosse und zwei kleine, voneinander getrennte **Turbinenkammern** vorgesehen, von denen die zwei kleinen mit je einer, die grossen mittelst je zweier Schützentafeln abschliessbar sind. Hinter den Schützentafeln befindet sich je ein schräggestellter eiserner **Rechen** zur Abhaltung von schwimmenden Körpern (vergl. Taf. XV, Fig. 1, 3 und 4). Auf dem Boden der Turbinenkammern sind die Turbinen aufgestellt. Die Mauer des **Krafthauses** bildet gleichzeitig eine Wand der Turbinenkammern. Jede Kammer kann einzeln durch ein Schieberrohr entleert werden, so dass die Reparatur jeder einzelnen Turbine getrennt vorgenommen werden kann. Die nach dem Kanal zu gelegene Wand des Krafthauses musste mit Rücksicht auf den grossen Wasserdruck zwei Meter stark in fettem Zementmörtel ausgeführt werden. Die äussere Fläche wurde mit einem Zementputz sorgfältig abgeglichen. Hierauf sind dann mehrere Schichten Asphaltfilz nacheinander sorgfältig gespannt, befestigt und einzeln mit heissem Asphalt bestrichen, endlich ist über diese Schicht nochmals ein Zementputz von 5 cm Stärke gezogen. Die Öffnung, durch welche die Wellen der Turbinen und des Regulierungsgestänges hindurchgehen, sind mittelst Platten aus Gusstahl geschlossen. Die Dichtung der Platte gegen die Mauer ist so erfolgt, dass die konische Randfläche in Zementmörtel versetzt und mit Bolzen verankert ist. Durch den Wasserdruck wird dieselbe stark gegen ihre Auflagerfläche gedrückt. Die Dichtung ist eine vollkommene. Die Turbinenwelle sowohl, als auch das Reguliergestänge sind in der Schlussplatte selbst mittelst Stopfbüchsen abgedichtet. Durch die elastische Zodel-Kuppelung, mittelst deren die

Turbinenachse mit der Generatorachse verbunden ist, werden etwaige Ungleichheiten in der Montage ausgeglichen.

Die Turbinen sind Francis-Reaktionsturbinen[3]). Die **grossen Turbinen** schlucken 7000—7400 l/sek. Wasser bei voller Belastung und machen 187 Umdrehungen in der Minute, die kleinen 1100 l/sek. bei voller Belastung mit 400 Umdrehungen in der Minute. Die grossen Turbinen haben zwei Leitschaufeln und zwei Laufräder. Die kleinen Turbinen nur je ein Leit- und ein Laufrad. Die Regulierung der grossen Turbinen erfolgt durch je einen selbstwirkenden hydraulischen Servo-Motor. Von einem mit der Turbinenwelle umlaufenden Riemen wird ein Pendelregler in rotierende Bewegung gesetzt. Indem der Regler sich bei grösserer Geschwindigkeit hebt oder bei Abfall der Geschwindigkeit senkt, schliesst oder öffnet er Ventile der Druckwasserleitung und des Servo-Motors, dessen Kolben durch Hebel, Regulierwelle und Gallesche Kette derartig auf die beweglichen Zungen des Leitrades einwirkt, dass dieselben bei der Drehung der Regulierwelle mehr oder weniger geöffnet oder geschlossen werden (vergl. Kap. III, 5. Turbinen und Taf. LXVII, Fig. 4). Die Turbinen sind so aufgestellt, dass ihre Wellen 6,0 m über dem Unterwasser und 8,0 m unter dem Oberwasser stehen.

Da der Fluss bei höheren Wasserständen sehr viel feinaufgelösten, schmirgelartigen Sand führt und die Vorrichtungen zur Zurückhaltung des Sandes nicht wirksam genug waren, wurden die bronzenen Achsen der beweglichen Finkschen Zungen in verhältnismässig kurzer Zeit in ihren Lagern ausgerieben und der exakte Verschluss litt, wodurch dann der Nutzeffekt der Turbinen natürlich abnahm. Es ist jedenfalls bei ähnlichen Anlagen darauf Bedacht zu nehmen, dass ein Nachspannen der Reguliervorrichtung möglich ist, so dass auch bei ausgeschliffenen, d. h. erweiterten Zapfenlagern ein exakter Verschluss aller Zungen erzielt werden kann. Vor allen Dingen muss man aber durch geeignete Ablagerungsbecken in ähnlichen Fällen den Sand wirksamer ausscheiden (vergl. Kap. III, 2. Werkkanäle).

An den Maschinensaal schliesst sich in der Längsrichtung beiderseitig je ein Flügel an, von denen der eine im Erdgeschoss in zwei Teile geteilt ist und die Druckpumpe etc. für die Turbinenregulierung, sowie ein Bureau für den Maschinenmeister enthält. Im gegenüberliegenden Flügel ist das Erdgeschoss als Werkstatt eingerichtet; die übrigen Geschosse der Flügel dienen als Wohnungen. In der Richtung der Kanalachse schliesst sich an den Maschinensaal zunächst der Schaltraum und hierauf folgt ein grösserer Raum für die Transformatoren (vergl. Taf. XV, Fig. 1 und Taf. LXXIX, Fig. 3 und 4). Die **Dreiphasen-Generatoren**[4]) erzeugen Strom mit 3000 Volt. Vier Gruppen von je drei Transformatoren mit je 300 KW Leistungsfähigkeit transformieren den Strom für die Fernleitung auf 15000 Volt.

Die **Fernleitung** konnte nur zum kleinsten Teil verlängs guter Wege verlegt werden. Weil die Chaussee nach Biella zur Überwindung einer Passhöhe grosse Entwickelungsserpentinen macht, musste die Fernleitung in möglichst direkter Linie über Berg und Tal gezogen werden, wodurch die Bewachung und Unterhaltung sehr erschwert ist. Nur an den Eckpunkten sind eiserne Gittermasten, sonst Holzmasten zur Aufhängung der Leitungsdrähte benutzt. Die Konsumspannung beträgt meistens 500 Volt und es waren Sommer 1904 zum Zwecke der Herabtransformierung auf diese Spannung 44 Transformatoren an den einzelnen Konsumstellen aufgestellt.

---

[3]) Alle Turbinen sind von Riva Monneret & Co. in Mailand geliefert. Ende 1903 waren erst vier grosse Turbinen aufgestellt.

[4]) Die ganze elektrische Einrichtung des Maschinensaales ist geliefert von der E.-A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg. Die Transformatoren von Gadda & Co. in Mailand.

Über die **Anlagekosten**, soweit sie den hydraulischen Teil betreffen, befinden sich einige Mitteilungen in der Tabelle I S. 242/243.

Es ist hierbei das Krafthaus mit fünf Einheiten von je 1000 PS_e ausgerüstet gedacht. Die dem Verfasser zur Verfügung gestellten Kosten der Turbinenanlage bezogen sich auf vier Einheiten, die Kosten der fünften sind mit gleichem Einheitssatz hinzugefügt[5]). Für die elektrische Einrichtung des Krafthauses und für das Leitungsnetz wurden bis Ende 1903 etwa 1725000 Lire aufgewendet.

Die direkten und indirekten Betriebskosten (aber ausschliesslich der Verzinsung) haben 1903 etwa 8,64% des Gesamtanlagekapitals ausgemacht. Rechnet man für Verzinsung noch 4½% hinzu, so würden sich als Gesamtbetriebsausgaben 13,14% ergeben. Der Verkauf der elektrischen Energie an die Konsumenten erfolgte zum grössten Teil zu Pauschalpreisen pro PS_e und Jahr. Der erzielte Durchschnittspreis betrug jährlich 175 Lire für die beim Konsumenten abgegebenen PS_e, wobei die Kraft 24 stündig zur Verfügung gestellt werden musste.

---

§ 8. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Adda bei Morbegno der Società per la Trazione Elettrica sulle Ferrovie.

Hierzu Tafel XVI und XVII[1]).

Da für Italien der elektrische Betrieb der Eisenbahnen deshalb von vornherein besondere Vorteile zu bieten schien, weil es keine eignen Kohlengruben, wohl aber reichliche Wasserkräfte besitzt, so entschlossen sich die beiden grössten Gesellschaften, die Società Italiana delle Strade Ferrate Meridionali Esercente la Rete Adriatica und die Società Italiana d. St. F. Esercente la Rete Mediterranea (Mittelmeer-Gesellschaft), angeregt durch die Regierung, Ende der 90er Jahre des vorigen Jahrhunderts, der Frage der Einführung des elektrischen Betriebes auf je einer grösseren Versuchslinie näher zu treten.

Nun lagen die Rechtsverhältnisse dieser Bahngesellschaften[2]) eigentümlich. Die Adriatica war nämlich, ebenso wie die Mittelmeer-Gesellschaft für den grössten Teil des von ihr betriebenen Netzes nicht Besitzerin der Bahnanlage sondern nur Betriebspächterin und der Vertrag, den sie mit der Regierung hatte, lief am 30. Juni 1905 ab. Alle neuen Anlagen, welche die Adriatica auf den dem italienischen Staate gehörigen Strecken machen wollte, mussten zuvor von der Regierung genehmigt und die Kosten durch Parlamentsbeschluss festgesetzt werden. Für den auf den Veltliner Bahnen am Comer See zwischen Lecco-Chiavenna und Colico-Sondrio beabsichtigten Versuch ergab sich infolgedessen für die Adriatica die Schwierigkeit, dass sie von der Regierung die Genehmigung zur Durchführung nur unter der Bedingung erhielt, dass für die ganze Anlage lediglich die vorher zu vereinbarenden Summen zu bezahlen seien und zwar auch nur, wenn der Versuch sich als vollkommen gelungen herausgestellt haben würde. Die Adriatica ihrerseits wollte sich bei der Kürze der Zeit bis zum Ablauf ihres Vertrages daher auch nur auf einen Versuch einlassen, wenn ein Unternehmer das Risiko des Gelingens allein zu tragen bereit sei. Dieses Risiko übernahm die in der Überschrift genannte Gesellschaft[3]).

Für die Zwecke der Kraftgewinnung wurde von der Regierung eine Wasserkraft der oberen Adda in der Nähe des Ortes Morbegno zur Verfügung gestellt.

Auf der ca. 5 km langen Strecke zwischen den beiden Brücken rund 1 km oberhalb von Desco und bei Ganda, letzterer ein in der Nähe von Morbegno gelegener

---

5) Es ist dem Verfasser nicht bekannt, ob eine gleiche Einheit von 1000 PS_e oder eine grössere zur besseren Ausnützung der 40 cbm/sek. inzwischen aufgestellt ist.

1) Nach Theodor Koehn: „Der elektrische Betrieb mittelst Dreiphasen-Drehstroms auf den italienischen Vollbahnlinien in der Valtellina." Juli 1903. Einige Bildstöcke sind dem Verfasser von der Firma Ganz & Co. in Budapest zur Verfügung gestellt. Vergl. auch: Ing. Vittorio Gionfranceschi e Dottore Franco Magrini: „La Trazione Elettrica sulle Linee Valtellinesi." Il Politecnico. 1901. Milano, und E. Cserhàti und K. v. Kandò: „Der Betrieb der Valtellina-Bahn mit hochgespanntem Drehstrom." Z. d. V. D. Ing. 1903. S. 185. 276 u. 303.

2) Die beiden Bahngesellschaften sind inzwischen verstaatlicht.

3) Von deutscher Seite war die Kontinentale Gesellschaft für elektrische Unternehmungen in Nürnberg beteiligt. Die „Trazione" ist nach Übergang ihrer Anlagen an den italienischen Staat in Liquidation getreten.

kleiner Ort, hatte die Adda ein Gefälle von etwa 36,0 m. Günstig für die Wahl dieser Strecke war, dass sich an ihr keine Mühlen oder andere alten Gerechtsame befanden. Das einzige fremde Recht bestand in einem ganz minderwertigen Fischrecht.

Das Niederschlagsgebiet der Adda oberhalb der Brücke bei Desco beträgt 2550 qkm. Über die Abflussverhältnisse vergl. S. 186.

Die technisch wichtigste Frage für die wasserbaulichen Arbeiten war die Auffindung der richtigen Stelle für das Wehr. Mehrere Stellen kamen dafür in Betracht, aber immer musste das rechte Ufer des Flusses für die Entnahmestelle und den Kanal gewählt werden, weil an der linken Uferseite verschiedene Wildbäche einmünden, welche viel Gerölle führen und schon mehrfach der am linken Ufer liegenden Eisenbahn und der nach dem Stilfser-Joch führenden Reichsstrasse gefährlich geworden sind. Ausserdem bleibt das Terrain so flach, dass der Kanal im Auftrage und schliesslich als Brückenkanal hätte angelegt werden müssen.

Das Wehr oberhalb der Brücke bei Desco wäre zwar kürzer geworden als das an der gewählten Stelle, dafür hätte aber der Kanal um 350,0 m länger werden müssen, was Mehrkosten von etwa 140000 Lire verursacht haben würde. Die Kanalverlängerung hätte bis zur Brücke als Tunnel und von der Kreuzung der Chaussee ab bis zur Einmündungsstelle überwölbt hergestellt werden müssen, um ihn vor Versandung zu schützen. Ausserdem würde die Einlaufstelle in den Kanal nicht leicht von Kies- und Sandablagerungen frei zu halten gewesen sein, weil nicht nur die Adda selbst, sondern auch ihr kleiner Nebenfluss Masino infolge der durch die Brückenpfeiler bei Hochwasser verursachten Stauungen grosse Massen von Kies und Sand erfahrungsgemäss gerade an dieser Stelle zur Ablagerung bringen. Durch die Kanalverlängerung wäre aber der Gewinn an Gefälle nicht gross gewesen, weil die Adda unmittelbar oberhalb der Brücke kein starkes Gefälle besass[4]).

Als zweite Lösung war vorgeschlagen, das Wehr unmittelbar unterhalb der Brücke von Desco zu bauen. Hiergegen sprach aber, dass an jener Stelle das Hochwasser wegen des durch die Brücke verursachten Staus mit grosser Geschwindigkeit floss und infolgedessen die Sohle so weit ausgespült war, dass das Querprofil bei N.W. noch Tiefen von über 5,0 m hatte. Deshalb wäre der Bau des Wehres und des Einlaufs wegen der tieferen Fundierung und der Schwierigkeit das Wasser abzuleiten sehr viel teurer geworden als an der gewählten Stelle. Abgesehen aber davon war auch der Genio Civile gegen ein Wehr an der gedachten Stelle, weil durch die vor einem solchen Wehr eintretenden Ablagerungen das Durchflussprofil der Brückenpfeiler noch mehr verengert wäre und bei Hochwasser oberhalb der Brücke Anstauungen zu befürchten waren, welche dem Bestande der Brücke hätten gefährlich werden können.

Die gewählte Stelle, etwa 150,0 m unterhalb der Brücke von Desco, bot den Vorzug, dass die vorhandenen Durchflussquerschnitte bei H.W. voll erhalten werden konnten und dass eine leichte und schnelle Bauausführung möglich wurde. Es hatte sich dort schon seit langen Jahren eine zum Teil bewachsene Kiesinsel gebildet, welche mit ihrer Oberkante ca. 0,30—0,50 m über dem N.W. lag und den Fluss in zwei Arme teilte. Gleich unterhalb der Insel beginnt auch erst das grössere Gefälle der Adda. Man beschloss also, die Wehrkrone etwa auf die Höhe der Inseloberfläche zu legen, d. h. auf + 258,75, während N.W. auf + 258,43 lag. Auf diese Weise wurde am rechten Flussarm und flussaufwärts gleichsam eine Einfassung der Insel errichtet und durch Verlängerung des Wehres bis an die linksseitige Ufermauer der linke Flussarm für das N.W. abge-

[4]) Die Adda macht an der Brücke selbst, welche in der geradlinigen Verlängerung der Stilfser Joch-Strasse liegt (vergl. Taf. XVI, Fig. 1 u. Abb. 56) einen scharfen Knick von fast 90° nach rechts.

schnitten. Durch Verbreiterung, Regulierung und Vertiefung des rechten Flussarms für Zwecke des Kiesfreilaufes konnte man das an Hochwasserprofil gewinnen, was durch Abschneiden des linken Armes und den Einbau von zwei Pfeilern in den rechten Arm verloren ging. Auf diese Weise wurde es auch möglich, das Wehr schnell und billig aus-



Abb. 56. Bau des linksseitigen Wehrteiles.

zuführen, da bei dem geringen Stau die Fundamentsohle den mit einer mächtigen Kiesschicht bedeckten Felsen nicht zu erreichen brauchte (vergl. Taf. XVI, Fig. 2—5). Zwischen zwei Spundwandreihen, welche mit einem Abstand in den Mittellinien von 3,0 m voneinander, etwa 3,5—4,0 m unter Flussohle herabgetrieben wurden, stampfte man ein Betonfundament von 2,90 m Breite und 1,55 m Höhe.

Zunächst wurde der linksseitige Arm der Adda zwischen der Insel und dem Ufer durch einen Fangedamm (vergl. Abb. 56) abgedämmt und in dessen Schutze die Fundierung des Wehres und der Ufermauer vorgenommen. In der für den Abfluss des N.W. erforderlichen Breite wurden die oberen Schichten des Wehraufbaues in der ersten Bauperiode noch nicht versetzt, um beim Bau des rechtsseitigen Wehrteiles dem N.W. ohne Stau Abfluss zu gewähren. Der Fangedamm war in bekannter Weise



Abb. 57. Bau des rechtsseitigen Wehres und des Kiesfreilaufs.

aus schräg gestellten, mit Handrammen in den Boden geschlagenen Bohlen gebildet, welche sich nach hinten auf Böcke stützten. Vorn nach dem Wasser zu waren die Bohlen mit Segeltuch und einem Vorwurf von Lehm und Sand gedichtet. Das Wasser in den Baugruben konnte mit Rücksicht auf das unmittelbar anschliessende starke Sohlengefälle der Adda grösstenteils auf natürliche Weise zum Abfluss gebracht werden, sodass nur geringe Pumparbeit zu leisten war. Die Ausführung des Wehres musste

in den Monaten November bis März erfolgen, da in dieser Zeit nur selten höhere Wasserstände vorkommen. Durch ein ausnahmsweise eingetretenes höheres Wasser wurde ein Teil des linksseitigen, Fangedammes fortgerissen, aber der Schaden war schnell und billig zu ersetzen. Der ganze Fangedamm welcher später auch noch für den Bau des rechtsseitigen Wehres und des Einlaufs benutzt wurde, kostete etwa nur 8000 Lire.

Die Breite der Wehrkrone beträgt 2,50 m. Diese selbst sowie die Seitenflächen des eigentlichen Wehrkörpers sind mit schweren, bearbeiteten Werkstücken aus grobkörnigem Kalkstein [5]) befestigt. Die durchgehenden Binderplatten der Wehrkrone sind mit Ankerbolzen festgehalten, welche durch ein Spannschloss nach dem Versetzen angezogen werden konnten. In ähnlicher Weise ist auch die ca. 70,0 m lange Mauer am linksseitigen Ufer gebaut. Hinter der Wehrkrone ist, um Auswaschungen zu vermeiden, noch eine Packung von grossen Felsstücken in einer Breite von ca. 15,0 m hergestellt, welche durch eine durchlaufende Wand von 6,0 m tief eingetriebenen alten Eisenbahnschienen gehalten wird.

Unterhalb des Wehres an der zum Stilfser-Joch führenden Chaussee war ein Werkplatz mit Baracken für Zement und andere Baumaterialien, ferner mit Schmiede, Schlosserei, Zimmerei und Kantinengebäude errichtet, welcher durch einen Gleisanschluss mit der Bahnlinie Colico—Sondrio verbunden war. Die Kosten des eigentlichen Wehres haben nur ca. 88000 Lire betragen.

Die Sohle des ca. 40,0 m langen und 20,0 m breiten **Kiesfreilaufes,** welcher eine Längsneigung von etwa 1 : 40 gegeben wurde, ist sorgfältig mit einer Betonschicht befestigt (vergl. Abb. 57) und alsdann mit glatten Granitplatten gepflastert. Am oberen wie am unteren Ende des Kiesfreilaufes ist je eine tiefer fundierte Herdmauer zum Schutze gegen Unterspülungen gezogen. Unterhalb des **Einlaufes** befindet sich der Verschluss des Grundablasses, hergestellt durch zwei Ufer- und zwei Mittelpfeiler, welche drei Öffnungen von je 5,60 m Breite bilden. Die Öffnungen sind zwischen den Pfeilern überwölbt und tragen oben die Brücke, auf welcher die Aufzugsvorgelege für die Schützentafeln montiert sind. Bei niedrigem Wasser sind die Tore geschlossen, bei Hochwasser ganz geöffnet. Die Schützen sind aus Eisen und ihr Querschnitt hat eine fischbauchähnliche Form (vergl. Taf. XVII, Fig. 1 und 2). Ihr Gewicht ist durch Kontregewichte ausbalanciert [6]). Unterhalb der Grundablassbrücke ist noch auf einer Länge von etwa 15,0 bis 20,0 m eine Pflasterung aus schweren Steinplatten gemacht und diese am unteren Ende mit einer Querwand von 6,0 m tief eingetriebenen alten Eisenbahnschienen geschützt. Die Schwelle des Einlaufes liegt auf + 257,65, d. h. 1,10 m tiefer als die Krone des Wehres. Vor den Pfeilerköpfen des Einlaufes ist ein 3,0 m hoher, schräggestellter Rechen aufgestellt, dessen Stäbe mit der inneren Rechenfläche einen stromabwärts gerichteten spitzen Winkel bilden, damit möglichst alle schwimmenden Körper verhindert werden, in den Kanal einzudringen. Der Einlauf ist durch Pfeilerstellungen in 8 Öffnungen à 3,20 m lichter Weite eingeteilt (vergl. Abb. 58). Die Pfeiler sind oben durch Gewölbe verbunden und die so gebildeten Mündungen können mit hölzernen Schützen geschlossen werden. Um die Schützentafeln beweglicher zu machen, ist jede Mündung durch ein I-Eisen in zwei Teile geteilt. Das Vorgelege befindet sich auf der Krone der Einlaufmauer. Ein auf den Pfeilerköpfen liegender Laufsteg ermöglicht die Reinigung des Rechens mittelst Harken und zugleich die Revision der Einlaufschützen. Hinter diesen Einlauföffnungen befindet sich ein Becken von ca. 34,0 m Länge und verschiedener Breite, beginnend mit 4,0 m am oberen Ende und sich verbreiternd auf 6,40 m entsprechend dem Zuwachse des zufliessenden Wassers (vergl. Taf. XVI, Fig. 2 und Taf. XVII, Fig. 1).

[5]) Die Werkstücke sind aus den Brüchen von Moltrasio bei Bellano. Man hat für das Kubikmeter bearbeitet und fertig versetzt 124,0—125,0 Lire gezahlt.

[6]) Bei hochgezogener Schütze tritt dieses Kontregewicht in den Hohlraum der Schütze ein.

Das Einlaufbecken ist von oben mittelst einer Leiter zugänglich und in der Längsrichtung ist oberhalb der Hochwasserlinie eine kleine Inspektionsbrücke in einfachster Weise hängend angeordnet. Ein Wasserstandanzeiger ist so aufgestellt, dass er von jedem Schützenvorgelege aus sichtbar ist. In der Nacht wird derselbe beleuchtet. Flussaufwärts des Einlaufbeckens und flussabwärts der Grundablassbrücke ist das Ufer befestigt. Um die Bauwerke der Entnahmestelle gegen herabrollendes Gestein zu sichern, sind an dem Berghang Futtermauern und andere Befestigungsarbeiten ausgeführt.

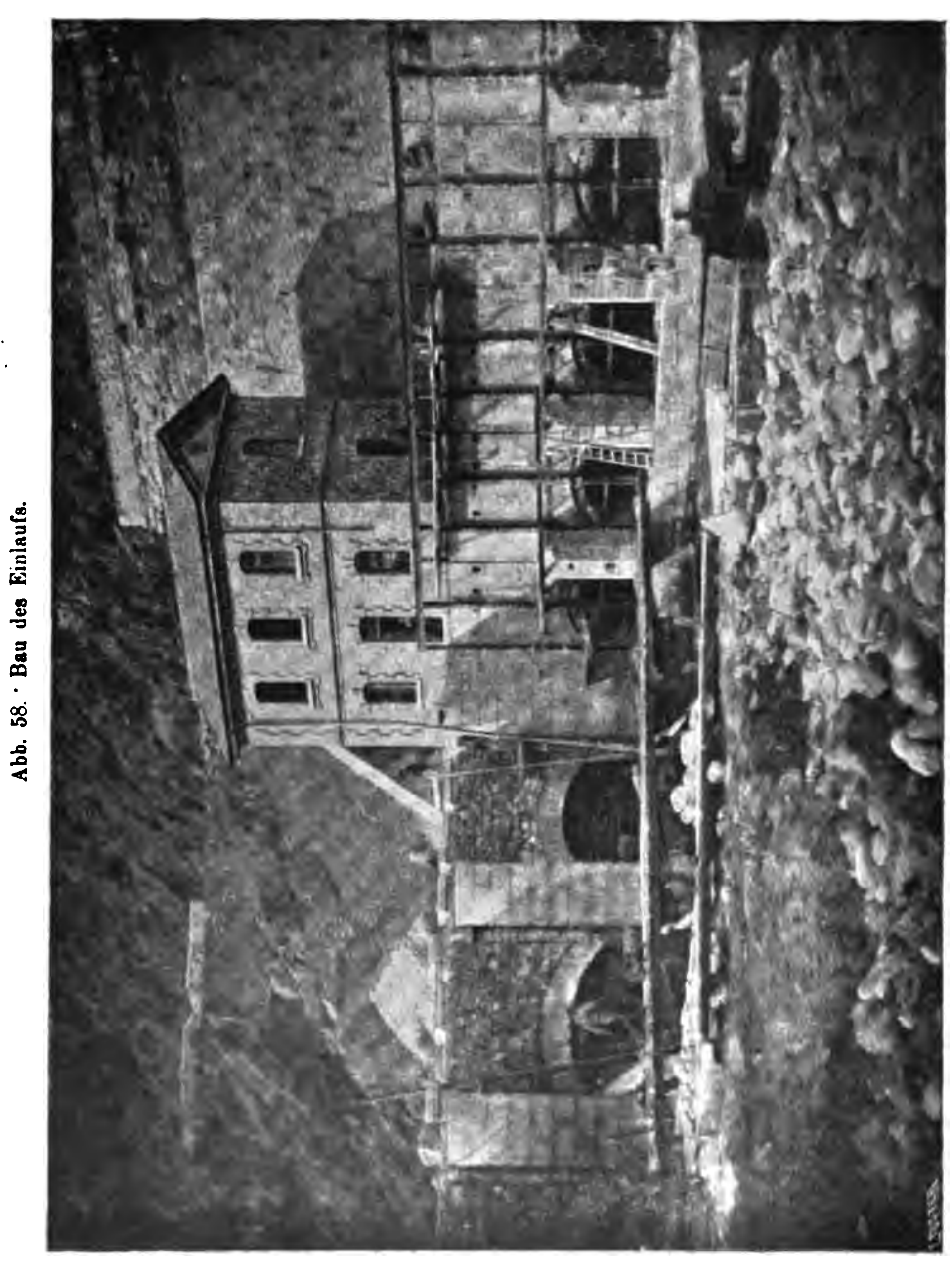


Abb. 58. Bau des Einlaufs.

Aus dem Einlaufbecken heraus entwickelt sich der Werkkanal mit einem Halbmesser von 35,0 m in zwei grossen [illegible] die sich [illegible] zu dem [illegible]

Kanal-Tunnelprofil vereinigen (vergl. Taf. XVI, Fig. 1, 2 und 6a und b). In das Einlaufbecken war übrigens konzessionsmässig ein kleiner Bach einzuführen, welcher in dem Übersichtsplan der Wehranlage angedeutet ist.

Die Länge des **Werkkanals**, welche zum Teil offen, zum Teil bedeckt ist, beträgt rd. 4800 m. Die gesamte offene Strecke zerfällt in 14 Abschnitte von zusammen ca. 1800 m. Tunnelstrecken gibt es 15 in einer Gesamtlänge von 2900 m, von denen 1650 m in Felsen eingesprengte Tunnels und ca. 1250 m künstlich überwölbte Strecken sind. Die längste Tunnelstrecke ist die, welche gleich an das Einfluss-Becken mit 770 m anschliesst. Das normale Sohlen-Gefälle beträgt 1‰, der benetzte Querschnitt des Kanals normal 10 bis 10,6 qm. Die errechnete Geschwindigkeit beträgt 2,36 bis 2,50 m/sek., sodass 25 cbm Wasser bei einer Füllung von 2,50 m Wasserhöhe den Turbinen zugeführt werden können.

Die Sohle des Kanals ist überall 4 m breit. Seine Seitenwände sind mit einem Anzug von 1 : 10 hergestellt. Die Sohle sowohl wie die Seitenwände sind mit einem Zementputz gedichtet und geglättet. Die Krone der Seitenwände des Kanals liegt 35 cm über dem normalen Wasserspiegel, sodass bei voller Füllung ca. 28,5 cbm Wasser den Turbinen zugeführt werden können. Auf diese Weise kann durch die vergrösserte Wassermenge das durch Hochwasser verringerte Gefälle ausgeglichen werden. Die verschiedenen Querschnitte des Kanals veranschaulichen die Fig. 6a—g, Tafel XVI. Längs der offenen Kanalstrecken ist mittelst des aus dem Tunnel herausgebrochenen Materials ein Pfad angelegt, von welchem aus eine bequeme Revision jederzeit möglich ist[7]) und es sind, wo es nötig war, die Abhänge mit kleinen Futtermauern in Trockenmauerwerk geschützt oder mit Faschinen besteckt und mit Akazien bepflanzt, derart, dass ein Hineinfallen von losem Gestein und dergl. ausgeschlossen erscheint. Auf den weitaus längsten Strecken der Tunnels fand sich fester Glimmerschiefer und ein künstliches Gewölbe im Kanal erschien unnötig. Nur auf ca. 300 m Länge war das Gestein von weicherer Art, sodass man hier, um ein Hineinfallen von Steinen in den Kanal zu verhüten, ein künstliches Gewölbe, je nach den Verhältnissen von verschiedener Stärke, angebracht hat. An 2 Stellen im Kanal sind **Überläufe** angebracht. Der erste liegt ca. 900 m unterhalb des Einlaufbeckens an einer Stelle, wo das höchste Adda-Wasser noch erheblich unter dem Wasserspiegel des Kanals bleibt. Der Überfall an dieser Stelle hat eine Länge von 100 m und die Krone desselben liegt in Höhe des normalen Wasserspiegels im Kanal bei 2,50 m Wasserhöhe. Er ist so berechnet, dass 25 cbm bei einer Überhöhung des Wasserspiegels von 27 cm abgeführt werden können. Da, wie oben schon erwähnt, die Krone der Seitenwand des Kanals 35 cm über dem normalen Wasserspiegel liegt, so kann man sicher sein, dass eine Überfüllung des Kanals ausgeschlossen ist. Am Ende des Überlaufes sind Kiesschützen angebracht mit einer gesamten lichten Weite von 5,0 m. Die Sohle ist in der Länge des Überlaufes mit 2% geneigt und bildet am Ende desselben, wo die Kiestore liegen, einen Absatz von 2,0 m Höhe, um in diesem Sack die am Boden sich bewegenden schwereren Sand- und Kiesmengen, Steine etc. aufzufangen. Um den oben erwähnten Revisionspfad an der Stelle des Überfalls nicht zu unterbrechen, ist längs desselben ein Steg angebracht, dessen eiserne I-Stützen dazu benützt werden können, bei Hochwasser in der Adda durch hochkantig gesetzte Bohlen den Wasserspiegel im Kanal soweit zu heben, als es nötig ist, um durch vermehrte Wassermenge die Abnahme des Gefälles auszugleichen. In der Nähe des Kanalendes befindet sich ein **zweiter Überlauf** von 80 m Gesamtlänge, eingeteilt in 2 Teile à 40 m. Zwischen den beiden Überlaufstrecken, welche sich im Tunnel befinden, liegt eine offene Kanalstrecke mit einem Sandfang nebst Kiesschleuse (vergl.

---

[7]) Diese Anschüttung hat ferner noch den grossen Wert, dass sie die Aussenflächen der hohen Betonmauern den Einwirkungen der Sonne und des Frostes entzieht (vergl. S. 364).

Taf. XVII, Fig. 3 und 6). Die Tunnelstrecken, in denen sich die Überläufe befinden, sind in einer Breite von 7 m ausgeführt, um noch Platz zu gewinnen für die Überlaufkanäle. Man hat die Länge der Überfälle so berechnet, dass 25 cbm Wasser bei einer Wasserhöhe über der Überfall-Krone von 30 cm abgeführt werden können. Die Kiesschleuse und die beiderseitigen Überfallkanäle münden in einen 4 m breiten, bis zur Kommunalstrasse, unter welcher er hindurch geht, mit 1 : 5 abfallenden, dann mit 1 : 100 fortlaufenden grösseren Kanal, welcher das Überlaufwasser direkt in die Adda abführt. Ursprünglich war der Kostenersparnis wegen projektiert, diesen Kanal am Krafthause in den Unterwasserkanal zu leiten; man hat hiervon aber doch wieder Abstand genommen aus Furcht vor Versandung des letzteren.

Hinter dem letzten Überfall bleibt der Tunnel auf 7 m erweitert und bildet so ein **Becken.** Die Sohle desselben fällt bis zu einer Tiefe von 5 m unter dem Wasserspiegel am äussersten Ende ab. Auf diese Weise wird der Querschnitt so vergrössert, dass die Geschwindigkeit des an die Druckrohre heranfliessenden Wassers sich auf 0,70 m/sek. verringert und wenigstens alles Geschiebe zur Ablagerung gebracht wird. (vergl. Taf. XVII, Fig. 4.) Der Sandfang des Beckens ist mittelst eines besonderen Abflusskanals zu entleeren (vergl. Taf. XVII, Fig. 3). Aus dem Becken tritt das Wasser in scharfer Kurve in 2 Kanäle ein, an deren unterem Ende 2 Rechen das Eindringen von Laub und anderen schwimmenden Körpern in die **Druckkammern** verhindern sollen. Aus den Druckkammern führen 2 **eiserne Rohre** von 68 m Länge und einem inneren Durchmesser von je 2,50 m mit einer Neigung von 45 Grad das Wasser den Turbinen zu. Jede dieser Kammern ist durch 2 Schützen abschliessbar. Um die Dilatation der Rohre schadlos zu ermöglichen, münden dieselben in die oberen Druckkammern mittelst Stopfbüchsen ein, in denen sie sich frei bewegen können. Die Druckkammern sind mit Bohlen abgedeckt, in welchen mit Klappen verschlossene Einsteigöffnungen sich befinden, sodass eine Revision leicht und bequem stattfinden kann. Vor dem Krafthause gehen die Rohre unter der Kommunalstrasse nach dem Campo Vicho in gewölbten Kanälen hindurch und gabeln sich in dem Krafthause vermittelst Hosenrohren in je 2 Rohre von 1,20 m Durchmesser, um so die vier vorgesehenen Turbinen zu speisen.

Der Maschinensaal des **Krafthauses** (vergl. Taf. XVII, Fig. 7) hat eine Länge von 49,7 m, eine Breite von 14,80 m und bietet Platz für 4 Turbinen von je rd. 2000 PS$_e$. Im Jahre 1903 waren 3 Einheiten bereits aufgestellt, während für die vierte eventuell noch ein grösserer Typ vorgesehen werden sollte. Jedes Zuflussrohr zu den Turbinen ist durch besondere Schieber abschliessbar, sodass Reparaturen an einer Turbine vorgenommen werden können, ohne den Betrieb der anderen zu stören. An den Maschinenraum selbst schliesst ein dreigeschossiger Vorbau nach der Kommunalstrasse zu an, welcher im Erdgeschoss den Schaltraum, eine Reparaturwerkstätte, das Bureau des aufsichtführenden Beamten, sowie die Aborte enthält, während die oberen Etagen für Wohnungen eingerichtet sind. Das aus den Turbinen fliessende Wasser gelangt direkt in einen sich unmittelbar an die Zentrale anschliessenden **Unterwasserkanal,** welcher, an der Sohle gemessen, 20 m breit und bis zur Mündung in die Adda 100 m lang ist. Die Böschungen des Kanals sind mit 1 : 1 geneigt und mit Steinpackung in Zement gut gesichert. An den Ausflusstellen der Turbinenkanäle ist die Sohle mit einer Betonlage gesichert, während im übrigen eine Sohlenbefestigung mit Rücksicht auf die kleine Geschwindigkeit des Abflusswassers nicht erforderlich erschien. An der Ausmündung des Kanals in die Adda sind die Böschungen mittelst tiefer fundierten Ufermauerwerks und Steinpackungen verteidigt. Zu erwähnen ist noch, dass längs der beiden Druckrohre je eine Treppe emporführt, um eine bequeme Revision der Rohre zu ermöglichen. Die

Rohre selbst sind auf kleinen Fundamentklötzen in gusseisernen Schalen so gelagert dass sie sich der Temperatur entsprechend verschieben können. Das in Abb. 59 sichtbare Mauerwerk, welches auch die zum Becken heraufführende Treppe enthält, war nötig, um den lockeren Felsen zu stützen und vor Verwitterung zu schützen. Die drei 1902

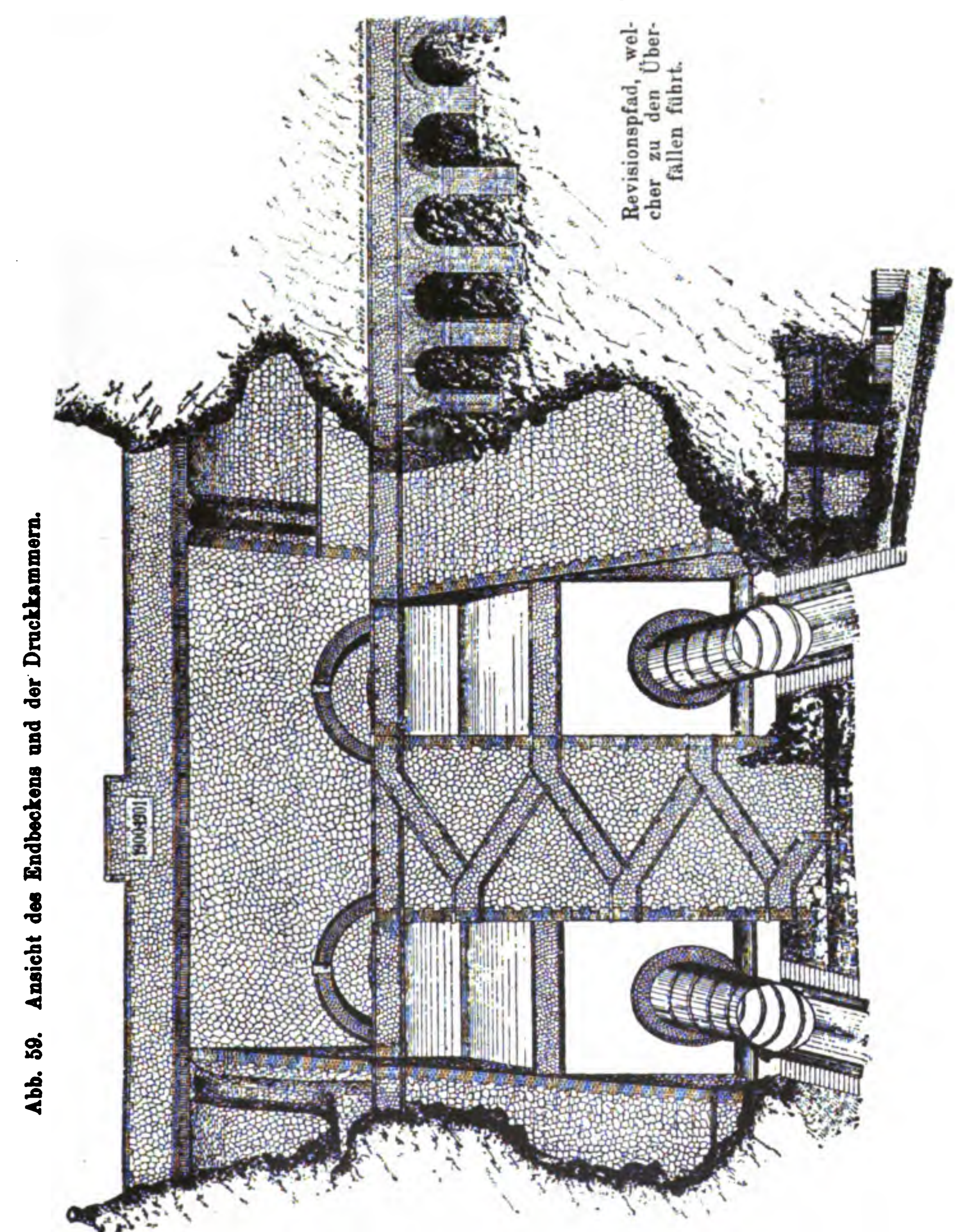


Abb. 59. Ansicht des Endbeckens und der Druckkammern.

bereits aufgestellten **Francis-Reaktions-Turbinen** leisten je 2000 PS_e bei 150 Uml./Min[8]). Das normale Gesamtgefälle von 30 m kann bei Hochwasser um 4 m abnehmen. Wegen der Einzelheiten der Turbinen vergl. Taf. LXX und Kap. III. 5, Turbinen.

Erwähnt mag hier nur werden, dass die selbstwirkenden Servomotoren für die Turbinenregulierung mit Drucköl unter 10 Atmosphären Druck betrieben werden, weil

[8]) Geliefert von Ganz & Co. in Budapest.

das Addawasser wegen seiner starken Verunreinigung bei höheren Wasserständen ohne vorherige sorgfältige Filtration hierfür nicht geeignet schien. Jede Turbine ist mit einer Öldruckpumpe gekuppelt, welche das Öl in einen Akkumulator pumpt. Im übrigen wird die selbstwirkende Regulierung durch einen Hartungschen Pendelregler betätigt (vergl. Abb. 60). Um die Parallelschaltung der Maschinen zu erleichtern, kann die Regulierung der Turbinen auch vom Schaltbrett aus mittels eines Kettenzuges bewirkt werden.

Die **Dreiphasen-Generatoren**[9]) haben beweglichen Induktor und feststehenden Anker und liefern normal 20000 voltigen Drehstrom mit 15 Per. Jeder Generator leistet, bei cos $\varphi = 0{,}7$, 1050 KW. Bei normaler Belastung nimmt die Wickelung keine höhere Temperatur als 45° über der Temperatur des Maschinenraumes an. Da es sich um die

Abb. 60. Innenansicht des Maschinensaales.



Stromlieferung für den elektrischen Bahnbetrieb handelte, so musste auf gute Regulierfähigkeit besonders Bedacht genommen werden. Die direkt mit der Generatorwelle gekuppelten Erregermaschinen sind mit einem selbsttätigen Umschalter versehen, der für den Fall, dass einmal die Turbinenregulierung nicht wirken sollte, beim Durchgehen der Turbinen einen Widerstand in den Erreger-Strom-Kreis schaltet, um eine schädliche Spannungserhöhung im Hauptstromkreis zu vermeiden. Durch diese Massregel ist erreicht, dass, selbst wenn die Umlaufszahl auf 250 in der Minute steigen sollte, die Spannung an den Klemmen der Maschine nicht über 25000 Volt wächst. Das Gesamtgewicht eines Generators beläuft sich auf 63 300 kg, wovon 43 800 kg auf die Welle und den Induktor fallen. Der Maschinenstrom wird in gut isolierten Kabeln nach dem Schaltraum geführt. Alle auf der Vorderseite des Schaltbrettes montierten Apparate haben nur niedrige Spannung oder sind durch Sicherung stromlos, wie z. B. alle Hebel der dreipoligen Aus-

9) Die ganze elektrische Einrichtung des Krafthauses ist von der E.-A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg geliefert.

schalter für den hochgespannten inneren Stromkreis. Hinter dem Schaltbrett befindet sich auf eisernen Gerüsten übersichtlich verteilt (vergl. Taf. LXXIX, Fig. 5) die Schaltanlage. Ausserhalb des Krafthauses ist in die **Fernleitung** ein Wasserstrahlerder eingebaut. Er besteht aus drei **Wasserstrahlen**, die aus einem horizontalen eisernen Rohre mittelst drei vertikaler, teleskopisch ausziehbarer Röhren aufsteigen und dann oben in

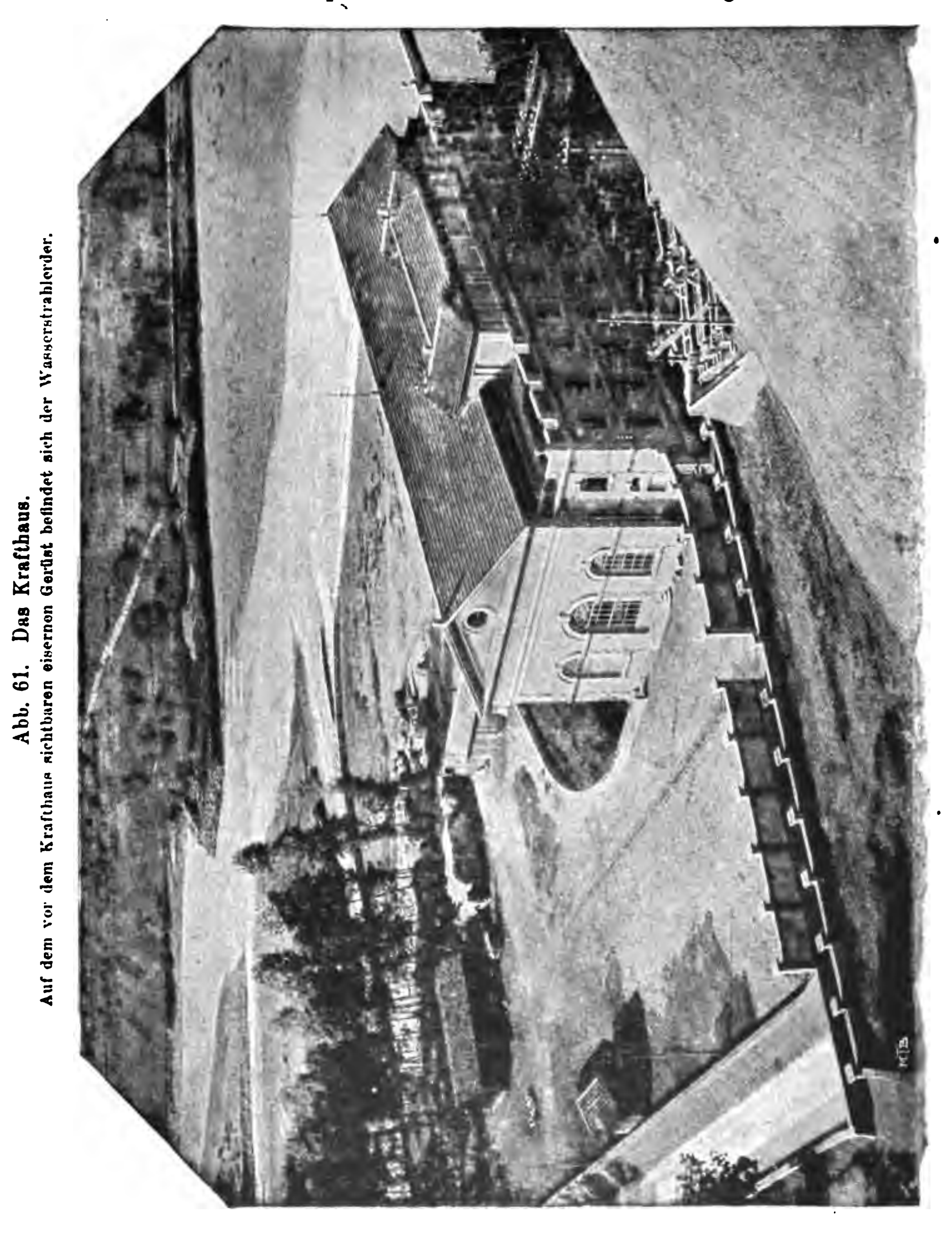


Abb. 61. **Das Krafthaus.**
Auf dem vor dem Krafthaus sichtbaren eisernen Gerüst befindet sich der Wasserstrahlerder.

drei viereckigen, mit den drei Phasen der Fernleitung in Verbindung stehenden Zinkkasten aufgefangen werden. Das Wasserrohr selbst ist mit der Erde leitend verbunden. Die durch diesen Apparat verbrauchte Energie ist verhältnismässig gering, da die Wasserstrahlen, deren Länge regulierbar ist, dem von den Maschinen erzeugten Strom einen starken Widerstand entgegensetzen, während sie für elektrostatische Entladungen gut

leitend wirken. Die Wasserstrahlen haben 15 mm Durchmesser und lassen bei 20000 Volt Spannung ca. 0,1 Ampère durch. Der Wasserverbrauch für alle drei Strahlen beträgt in der Sekunde $2^1/_2$ l, ein Verbrauch, welcher deshalb keine Rolle spielt, weil in der Zeit, wo Gewitter häufig sind, sehr reichlich Wasser vorhanden ist. Dieser Apparat hat sich ausserordentlich gut bewährt (vergl. Kap. III, 6. B. Krafthäuser, Elektrischer Teil). Eine Ansicht des Krafthauses von aussen zeigt Abb. 61.

Die blanken Kupferdrähte der Fernleitung (20000 V.) sind auf Porzellanisolatoren montiert, welche von starken Pfählen aus Lärchenholz von 250 mm geringster Dicke am Zopfende und 300 mm am Stammende getragen werden.

Angaben über die **Anlagekosten** sind bereits in Tabelle I S. 244/245 gemacht. Da das Krafthaus nur für einen Konsumenten, nämlich für die Bahnlinien Lecco-Chiavenna und Colico-Sondrio Strom liefert, so ist der Betrieb äusserst einfach.

---

§ 9. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Doubs
der Société des forces électriques de la Goule (Schweiz).

Hierzu Taf. XVIII[1]).

Wenn man von Neuchâtel den Zug nach Besançon benutzt, ist man in etwas mehr als einer Stunde in Chaux de Fonds, einer hübschen kleinen Bergstadt. Von hier kann man mit der „Regional“, einer Nebenbahn zwischen Chaux de Fonds und Saignelégier, in etwas mehr als einer Stunde nach Noirmont gelangen, einem Dörfchen oberhalb des tiefeingeschnittenen Bettes des Doubs, dessen rechtes Ufer in jener Gegend die Grenze zwischen der Schweiz und Frankreich bildet. Wer die Wasserkraftanlage La Goule an einem Tage sehen und am Abend noch wieder auf einer der grossen Eisenbahnrouten sein will, tut am besten, die Nacht in Chaux de Fonds zu bleiben, da die Nebenbahn nur wenige Züge per Tag hat. Von Noirmont steigt man über Matten und durch Tannenwälder auf steilen Wegen zu dem Elektrizitätswerk La Goule in einer Stunde herab.

Die Wasserkraftanlage La Goule hat für die ganze Umgebung ungemein segensreich gewirkt, indem sie die dort von alters her gepflegte Uhren-Kleinindustrie, welche durch die Konkurrenz günstiger gelegener und mit billigeren Betriebskräften ausgerüsteter Gegenden notleidend geworden war, neu belebt hat.

Durch einen von der französischen Seite im 14. Jahrhundert heruntergekommenen Bergsturz wurde in dem Fluss ein natürliches Wehr gebildet, welches den Doubs oberhalb zu einem kleinen See aufstaute (vergl. Taf. XVIII, Fig. 1). Das nutzbare Gefälle zwischen dem See und dem Doubs rd. 550,0 m unterhalb des natürlichen Wehres beträgt 26,0 m. Schon im Jahre 1891 wurde einem Konsortium von den beteiligten Regierungen die Konzession zur Ausnutzung dieser Wasserkraft gegeben, aber erst am 2. Dezember 1893 kam die Konstituierung der obengenannten Gesellschaft mit einem Kapital von 1500000 Frs. zustande. Ein Jahr später wurde mit den Arbeiten begonnen und am 22. Dezember 1895 fand die Inbetriebsetzung des Elektrizitätswerks statt. Die von 1891—1893 vorgenommenen Wassermessungen hatten ergeben, dass nach längerer

---

[1]) Die Abbildungen sind einer Broschüre der Maschinenfabrik Oerlikon in Oerlikon—Zürich aus dem Jahre 1901 entnommen.

atmosphärischer Trockenheit noch immer durchschnittlich 6—8 cbm/sek. verfügbar waren, dass aber in den wasserreichen sechs Monaten 16—18 cbm für Kraftzwecke entnommen werden könnten. Deshalb wurden der **Einlauf** und der **Werkkanal** gleich für 18 cbm/sek., der motorische Teil zunächst aber mit der Möglichkeit der späteren Erweiterung für 6—8 cbm/sek. eingerichtet.

Die wasserbaulichen Arbeiten waren bei der günstigen Örtlichkeit ungemein einfach. Der **Einlauf** wurde am rechten schweizerischen Ufer angelegt. Da der See bei H.W. stark ansteigt und der Anprall ein heftiger ist, musste der Einlauf sehr stark und die Bedienungsbrücke der beiden Einlaufschützen so hoch angelegt werden, dass sie stets frei lag (vergl. Abb. 62). Die Schützen bestehen aus Holztafeln einfachster

Abb. 62. Der Einlauf am See.



Konstruktion mit den üblichen Aufzugsvorrichtungen für Handbetrieb. Vor den Schützen liegt ein unter 45° gegen die Horizontale geneigter Rechen aus 120 mm hohem Flacheisen mit 5 cm lichter Weite zwischen den Stäben. Nachträglich hat man den Einlauf mit einem Holzhäuschen überbaut, um dem Wärter bei Frost und Unwetter einen Unterschlupf zu gewähren und das Getriebe vor Schnee zu schützen. Ungünstig ist die tote Ecke vor dem Einlauf, weil sehr viel Laub und andere schwimmende Körper sich dort sammeln und am Rechen festsetzen. Aber auch bei Eisgang kostet die Freihaltung des Rechens viel Arbeit. Man würde zweckmässig vor dem Einlauf einen schwimmenden Abweiser anlegen, um Laub, Eis und andere schwimmende Körper in die Stromrichtung des Flusses zurückzuführen. Die Sohle des Sees ist vor dem Einlauf vertieft.

Der **Werkkanal** ist nur 520,0 m lang, wovon 440,0 m im Tunnel liegen. Vom Einlauf auf einer Länge von etwa 50,0 m und bei der Tunnelausmündung auf einer

Länge von etwa 80,0 m wurde das Profil Taf. XVIII, Fig. 2 angewendet. Auf erstgenannter Strecke waren abwechselnd Schutt, Lehm und verwitterter Felsen zu durchbohren, bei der Ausmündung des Tunnels dagegen harter, blauer Lehm. Auf der mittleren 310,0 m langen Strecke wurde fester Jurakalk gefunden und das Profil Taf. XVIII, Fig. 3 verwendet. Für die offenen Kanalstrecken kamen die Profile Taf. XVIII, Fig. 4 und 5 zur Anwendung. Die normale Wassertiefe im Kanal beträgt 2,50 m, das Gefälle auf der ganzen Länge 40 cm oder 1 : 1300 = 0,77 ‰. Etwa 80,0 m unterhalb der Einmündung ist eine Vertiefung der Sohle angeordnet, um Kies und Sand, welche in den Kanal hinein gelangt sein sollten, aufzufangen und daselbst mittelst einer Spülschütze entfernen zu können. Zwei Stellen, an welchen der Tunnel aus dem Berge heraustritt, sind zur Anlegung von **Überfällen** benutzt. Das Wasser stürzt daselbst über die Felsen in den Fluss ohne weitere künstliche Einrichtungen. Bei der vollen Wassertiefe von 2,50 m ist der wasserberührte Querschnitt 8,0 qm, die Geschwindigkeit in der Sekunde 2,25 m, die Wassermenge 18,00 cbm/sek. Bei 1,40 m Füllung ist der Querschnitt 4,26 qm, die Geschwindigkeit 1,87 m, die Wassermenge 8,00 cbm/sek.

Mit Rücksicht auf den vorgelagerten See hat man darauf verzichtet, vor der Druckkammer noch ein Becken zur Ablagerung von Kies und Sand anzulegen. Am Ende des Kanals ist aber noch ein 16,0 m langer **Überlauf** hergestellt, bestehend aus 4 Feldern à 4,0 m Länge. Das Wasser stürzt hier etwa 4,0 m frei herab in einen Betonkanal, in welchem durch eine kleine Schwelle ein Wasserpolster gebildet wird und fliesst dann über die Felsen frei in den Doubs hinein. Überall, wo der Kanal zutage tritt, ist er durch Bohlen abgedeckt, um ihn vor fallenden Steinen und Laub und vor Eisbildung zu schützen. Zwischen den Feldern des Überlaufs ruhen die Bohlen auf eisernen Trägern. Vor der Druckkammer steht ein enger Rechen mit 1,5 cm lichter Weite zwischen den Stäben. Die **Druckkammer** besteht einfach in der Verlängerung des Kanalprofils, welches sich allmählich zu der Mündungsöffnung des Druckrohres zusammenzieht. Der Rechen kann von der über der Druckkammer befindlichen Bohlendecke aus bedient werden.

Das **Druckrohr** hat einen lichten Durchmesser von 2,25 m, eine Länge von 90,0 m und ist aus je 6,0 m langen schmiedeeisernen, genieteten Flanschenröhren zusammengesetzt. In der **Druckkammer** ist eine Stopfbüchse eingemauert, in welcher sich das Rohr bewegen kann. Weitere Dilatationsvorrichtungen sind nicht vorhanden und auch nicht erforderlich, da das Druckrohr auf etwa der Hälfte seiner Länge mit Boden bedeckt ist. Die Geschwindigkeit im Druckrohr bei 8,50 cbm/sek. beträgt 2,14 m. Dieser Wassermenge entspricht etwa einer Leistung von 2150 PS_e. Ende 1904 waren aber schon 3650 PS_e in dem Krafthause installiert, welche unter Umständen gleichzeitig in Betrieb gesetzt werden, da man eine zur Aushilfe bei Wassermangel bestimmte Dampfreserve besitzt. Wenn alle Turbinen laufen, steigt in dem Druckrohr die Geschwindigkeit bis über 4,0 m/sek.

Das **Krafthaus** liegt unmittelbar am Doubs und ist durch eine fahrbare Strasse von Noirmont aus zugängig.

Der motorische Teil des Krafthauses gibt ein anschauliches Bild von der Entwicklung, welche der Bau von Kraftwerken im Laufe von zehn Jahren erfahren hat. Die ersten drei im Jahre 1894 aufgestellten Turbinen hatten vertikale Wellen und eine Leistung von 500 PS_e[2]). Es sind konische Francis-Turbinen mit gusseisernen Turbinenkesseln. Das Laufrad macht 200 Uml./Min. und ist auf einer gusseisernen hohlen

[2]) Diese, sowie die später aufgestellten Turbinen, sind von der A.-G. der **Maschinenfabriken** von Escher Wyss & Co. in Zürich geliefert.

Säule festgekeilt, welche von einer feststehenden schmiedeeisernen Säule gestützt wird. Die gusseiserne Säule trägt oben den elektrischen Generator und läuft auf einem Ringspurlager (vergl. Taf. LXIII, Fig. 4 u. Kap. III, 5. Turbinen). Im Turbinenkessel liegt ein Entlastungskolben, dessen untere Fläche mit dem Druckwasser-, dessen obere Fläche mit dem Saugrohr in Verbindung steht. An jeder Turbinenwelle wirken ein Paar konische Räder auf je eine Vorgelegewelle, von welcher aus der zu jeder Turbine gehörende selbstwirkende Geschwindigkeitsregler und die Erregerdynamo angetrieben werden. Der Geschwindigkeitsregler ist ein Klinkenregler, welcher rein mechanisch wirkt und mit Rückschaltung versehen ist, um ein Überregulieren zu verhindern. Die angestellten Proben sollen bei einem Gefälle von 24,9 m im Mittel 560 PS_e und einen Nutzeffekt von 80% bei $^3/_4$ und 79% bei voller Belastung ergeben haben. Die Regler wirken auf einen Ringschieber, welcher sich im Spalt zwischen Lauf- und Leitrad bewegt.

Die vierte Turbine hat 650 PS_e und macht 375 Uml./Min. Sie ist eine Francis-Reaktionsturbine mit beweglichen Zungen im Leitrad, welche von einem gemeinsamen Ring durch die Regulierungswelle alle gleichzeitig und gleichmässig geöffnet und geschlossen werden. Anstatt der hohlen gusseisernen Turbinenwelle ist hier eine massive Stahlwelle gewählt. Die Regulierung erfolgt durch einen mit Druckwasser angetriebenen Servomotor. Die Welle ist ebenfalls hydraulisch entlastet und läuft gleichfalls auf einem Ringspurlager. Der Tachometer, sowie die Erregerdynamo werden wie bei der 500 PS_e-Turbine von der Welle aus durch konische Räder angetrieben, welche auf eine Vorgelegewelle wirken.

Die Wasserzuführung zu den vier erwähnten grossen Turbinen erfolgt durch Stutzen von 1200 mm Dm., welche lotrecht von der Druckrohrleitung abzweigen und direkt in den Turbinenkessel münden. Jedes Abzweigrohr ist durch eine Drosselklappe verschliessbar.

Die im Jahre 1904 aufgestellte fünfte Turbine von 1500 PS_e hat dagegen eine horizontale Welle und macht 350 Uml./Min. Das Hauptdruckrohr ist in der Längsachse durch ein konisches Rohr von 2250/1600 mm verlängert und führt das Wasser durch ein Krümmerrohr in das Spiralgehäuse der Turbine. Der zugehörigen kleinen Erregerturbine wird das Wasser durch ein Abzweigrohr zugeführt. Der Abflusskanal der grossen Turbine liegt im Zuge des Druckrohres, also parallel mit der einen Längswand des Maschinensaales und mündet spitzwinklig in den Doubs aus.

Jede der vier stehenden Turbinen hat ihren eigenen, an der Längswand direkt in den Doubs ausmündenden Abflusskanal (vergl. Taf. XVIII, Fig. 11).

Da die Gesellschaft, wie erwähnt, in St. Imier eine Dampfreserve[3]) besitzt, so brauchte sie bei dem Verkauf von elektrischer Energie die kleineren verfügbaren Wassermengen nicht zu berücksichtigen, und es kann deshalb vorkommen, dass bei genügender Wassermenge zeitweise alle fünf Turbinen gleichzeitig im Betrieb sind.

Alle fünf grossen Turbinen sind mit **Einphasen-Wechselstromgeneratoren** mit 5500 Volt Klemmenspannung und 50 Perioden gekuppelt[4]). Man wählte Einphasenwechselstrom, weil der Lichtstrom den Hauptkonsum darstellt und es sich für den Kraftstrom meist nur um kleine Motoren handelte. Die Einphasenmotoren von Oerlikon sind mit Leerlauf-Riemenscheiben versehen und laufen unbelastet an. Erst wenn die normale Tourenzahl erreicht ist, werden die Motoren durch Herüberschieben des Riemens auf die feste Scheibe belastet.

---

[3]) Im Jahre 1904 betrug die Leistung der Dampfreserve bereits 1500 PS_e.

[4]) Die elektrische Einrichtung ist von der Maschinenfabrik Oerlikon in Oerlikon—Zürich geliefert.

Die **Schaltanlage** war anfänglich auf beide Seiten der Maschinenhalle verteilt, derart, dass alle Apparate zur Regulierung und Parallelschaltung der Maschinen, sowie alle Apparate für die Fernleitung auf schweizerischem Gebiet auf der einen Seite, die

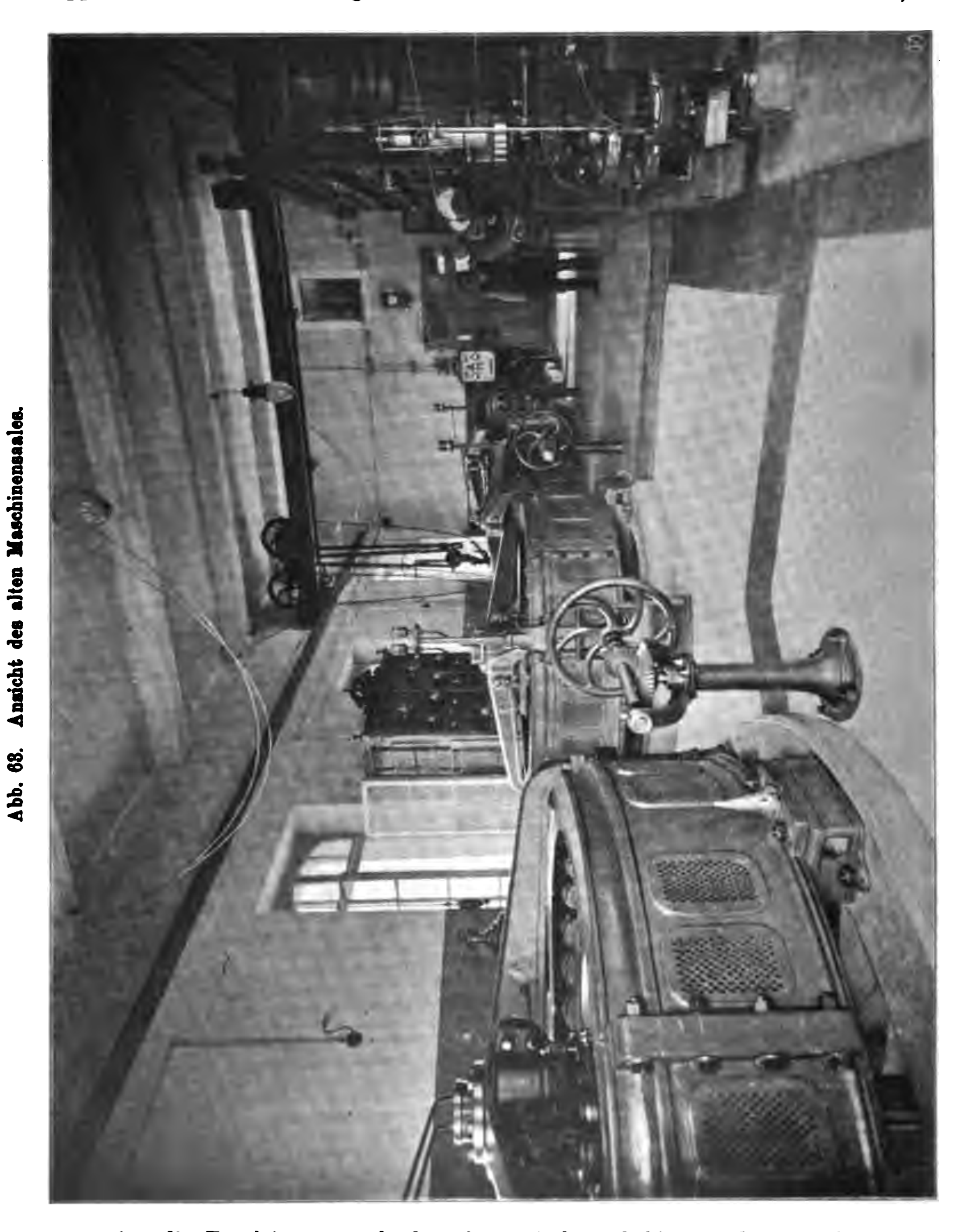
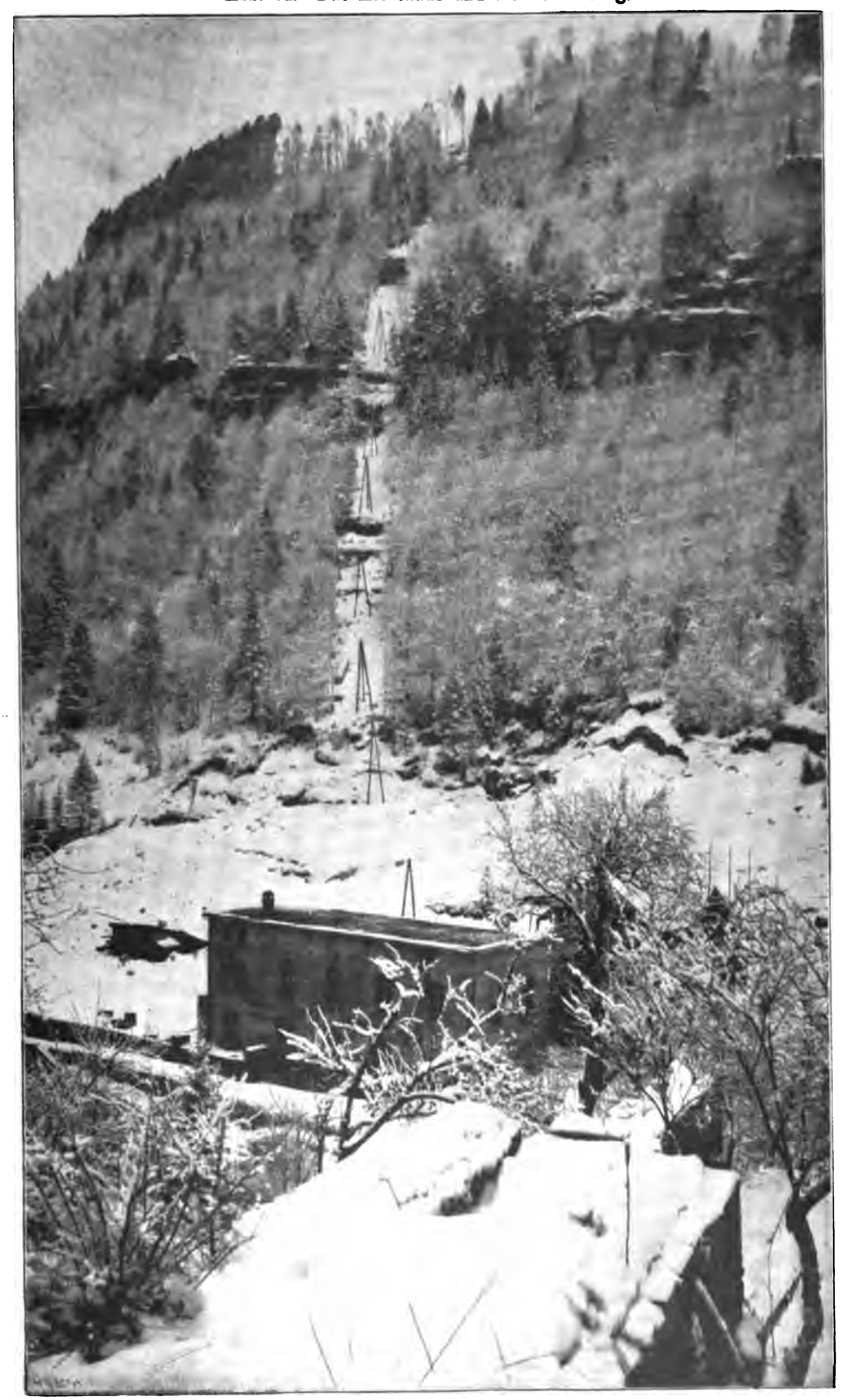


Abb. 63. Ansicht des alten Maschinensaales.

Apparate für die Fernleitung nach dem französischem Gebiete auf der anderen Seite lagen (vergl. Abb. 63). Sehr bald stellte sich aber das Unzureichende dieser Disposition heraus und das um so mehr, weil es in dem Maschinensaal an dem nötigen Platz gebrach. Man hat deshalb 1904 die ganze Schaltanlage an dem Ende des erweiterten Maschinen-

Abb. 64. Das Krafthaus und die Fernleitung.



saales vereinigt. Da man, um die Leistungsfähigkeit des Leitungsnetzes zu erhöhen, die Spannung von 5500 Volt auf 25000 Volt heraufzusetzen beabsichtigte, ist auch der erforderliche Platz für die Transformatoren geschaffen; dadurch, dass man über dem Maschinenflur noch zwei Etagen für die Schaltanlage einrichtete, sind im ganzen rund 3,6 qm Bodenfläche für je 100 installierte PS_e verfügbar. Die Maschinenkabel wurden früher in kleinen, im Fussboden des Maschinensaales angelegten und mit Riffelplatten abgedeckten Kanälen geführt. Nunmehr ist ein begehbarer **Kabelkanal** ausserhalb des Maschinenhauses geschaffen, welcher durch Glasplatten von oben her beleuchtet ist.

Die **Fernleitung** bot insofern Schwierigkeiten, als grosse Höhenrücken überschritten werden mussten und auf schwere Stürme und ungewöhnliche Schneefälle zu rechnen war (vergl. Abb. 64). Im wesentlichen sind die Leitungen auf Holzgestängen montiert, welche aus zwei 10,0—12,0 m langen, schräg gegeneinander gestellten Stämmen gebildet wurden. Oben werden die Stämme durch zwei starke Bolzen zusammengehalten. Auf Strecken mit grossen Steigungen wurde noch ein dritter Stamm schräg abwärts oder aufwärts als Stütze hinzugefügt. In der Regel sind die Masten 1,5 m tief in den Boden eingelassen. Meistens mussten die Löcher in den Boden eingesprengt werden. Die Entfernung der Gestänge voneinander beträgt in der Graden 45,0 m, der Durchhang der Drähte 2%. Die eisernen Halter der Isolatoren sind direkt in die Masten eingebohrt. Für die Neuanlagen beabsichtigte man 1904 Gestänge aus zwei lotrechten Masten mit Querträgern zur Aufnahme der Isolatoren zu verwenden (vergl. Kap. III, 7. Fernleitungen). Das primäre Leitungsnetz hatte bereits 1903 eine Ausdehnung von ca. 100 km, das sekundäre von ca. 40 km.

Die Betriebseinnahmen im Jahre 1903 haben betragen:

a) aus Stromverkauf	274116,—	Frs.
b) aus Zählermiete	2098,—	„
c) Installationsgewinn	17472,—	„
Zusammen	293686,—	Frs.

Die direkten Betriebsausgaben, einschliesslich derjenigen der allgemeinen Verwaltung und aller Steuern und Abgaben betrugen 107000,— oder 4,27% des Anlagekapitals von 2526000 Frs.[4]). Rechnet man für die indirekten Ausgaben einschliesslich Verzinsung 7,3% hinzu, so würden die Gesamtausgaben 11,57% des Anlagekapitals ausgemacht haben und durch die Einnahmen gerade gedeckt worden sein.

Die Dampfreserve in St. Imier mit 1500 installierten PS_e hat rd. 509000 Frs. gekostet.

§ 10. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Orbe in Les Clées bei Yverdon (Schweiz). Hierzu Taf. XIX[1]).

Bereits im Jahre 1894 wurde der Société Anonyme de l'Usine Électrique Des Clées in Yverdon, welche für den Zweck besonders ins Leben gerufen war, von seiten des Kantons Waadt die Konzession zur Ausnützung der Wasserkräfte der Orbe zwischen den Dörfern Ballaigues und Les Clées erteilt.

Das spezielle Projekt wurde im Jahre 1895 aufgestellt und genehmigt. Am 18. März 1896 wurde mit den Arbeiten begonnen und am 21. Dezember des gleichen Jahres ist erstmalig nach Yverdon elektrische Energie übertragen worden. Aus den Städten Yverdon, Grandson, Baulmes und St. Croix, sowie aus allen kleineren Ortschaften,

[4]) Dasselbe setzt sich zusammen aus 1000000 Frs. Aktien, 1260000 Frs. Obligationen und 266000 Frs. Schwebende Schuld.

[1]) Die Abbildungen sind z. T. einer Broschüre der Maschinenfabrik Oerlikon in Oerlikon—Zürich 1901 entnommen, z. T. nach Handskizzen angefertigt.

welche am Verteilungsnetze liegen, sollen fast alle Dampfmaschinen, Benzin- und Petrolmotoren verschwunden sein. Die Klein- und Hausindustrie hat einen grossen Aufschwung genommen und zahlreiche neue Industrien sind entstanden.

Das Wehr (vergl. Taf. XIX, Fig. 1 und 2) liegt südlich von dem Orte Ballaigues. Die Wehrstelle ist insofern nicht günstig, als der Einlauf an dem nach der Flussmitte zu konvexen Ufer zu liegen kam. Der Kanal musste am rechten Ufer angelegt werden, weil man ihn hier an den festen Hängen als Tunnel oder Einschnitt am billigsten herstellen konnte. Infolge der Stauwirkung des Wehres bilden sich an dem konvexen Ufer des Flusses grosse Kies- und Sandbänke, welche durch den Grundablass nicht beseitigt werden können, weil der **Grundablass** vom **Einlauf** zu weit entfernt liegt. Da der Einlauf fast lotrecht zur Stromrichtung am Wehr angelegt ist, gelangen Geschiebe und Sinkstoffe reichlich in den Werkkanal.

Das Wehr ist ein Stufenwehr in Beton. Es hat ungefähr eine Kronenlänge von 40,0 m. Am rechten Ende neben dem Zuführungskanal musste nach den Vorschriften der Konzession eine **Fischleiter** angeordnet werden.

Der **Werkkanal** zieht sich an der Berglehne des rechten Ufers teilweise im Tunnel, teilweise als überwölbter Betonkanal hin und ist im ganzen 3600,0 m lang. Das Profil ist überall, auch im Tunnel, mit Beton ausgekleidet und die benetzten Flächen sind geputzt. Der Kanal ist im Kämpfer 2,0 m breit, hat eine schwach gewölbte Sohle und einen Querschnitt von rd. 4,0 qm. Das Gefälle beträgt etwa 1 : 3400. Vor dem Einlauf liegt ein vertikaler Rechen und dann folgen zwei Regulierungsschützen aus Holz. Die Sohle des Kanals senkt sich ab bis zu den zweiten Regulierungsschützen und bildet so einen kleinen Kiessack, welcher durch eine Spülschleuse von etwa 2,0 m Lichtweite gespült und entleert werden kann. Wenn man die zweiten Regulierungsschützen schliesst und die ersten und die Spülschleuse öffnet, kann man zwar einen kräftigen Spülstrom erzeugen, aber während der Spülung wird der Wasserzufluss zum Krafthause beeinträchtigt. Man muss deshalb die Spülung während der Betriebspausen oder der schwach belasteten Stunden vornehmen.

Hinter den zweiten Regulierungsschützen folgt ein **Überfall** von etwa dreimal 2,0 m Länge[2]). Etwa 200,0 m vor der Druckkammer ist noch ein **Überfall** von etwa 10,0 m Länge mit fünf Öffnungen, sowie eine Spülschleuse angelegt. Das Wasser stürzt hier über den natürlichen Felsen herab und fliesst in die Orbe (vergl. Abb. 65). Gleich hinter diesem Überfall liegt ein **Rechen** von 28 mm lichter Weite zwischen den Stäben. Das Ende des Kanals ist als **Druckkammer** ausgebildet, die keine weiteren künstlichen Anlagen hat, als dass sie mittelst Schützen abgeschlossen werden kann, damit man imstande ist, die Druckkammer und das Druckrohr trocken zu legen.

Das **Druckrohr** hat einen inneren Durchmesser von 1,20 m und ist als genietetes Flanschenrohr z. T. bedeckt, z. T. offen verlegt. Der Wasserspiegel an der Wehrkrone liegt auf + 619,5, das niedrigste Wasser in der Orbe an der Zentrale auf + 571,0, sodass ein Rohgefälle von 48,5 m zur Verfügung steht.

Wie bei der Beschreibung der Anlage Vallorbe (S. 463) mitgeteilt wird, sind an der Orbequelle mindestens immer 3 cbm/sek. vorhanden. Einschliesslich der Zuflüsse, auf welche man noch von der Quelle bis Ballaigues rechnen kann, wird man aber in der Regel eine Wassermenge von 4,0 cbm/sek. haben. Bei 4,0 cbm/sek. betragen die Reibungsverluste im Kanal und im Druckrohre etwa 1,5 m, sodass sich ein Druck in den Turbinen von etwa 47,0 m ergibt; bei H.W. kann derselbe auf 41,0 m herabgehen.

[2]) Die hier angegebenen Masse sind nicht aus einer Zeichnung entnommen, sondern bei dem Besuch an Ort und Stelle nach Augenmass geschätzt.

Das **Krafthaus** ist für die Aufstellung von sechs Gruppen zu je 300 PS. eingerichtet. Es liegt am rechten Ufer der Orbe nahe der Brücke, welche nach dem Dorfe Les Clées führt (vergl. Abb. 66). Die Entfernung von Yverdon beträgt etwa 16,7 km.



Abb. 65. Ansicht des letzten Überfalls vor der Druckkammer.

An den Maschinensaal stösst ein Wohnhaus mit einem kleinen Bureau und drei Wohnungen (vergl. Taf. XIX, Fig. 6). Der Maschinensaal ist gut beleuchtet und geräumig. Er hat eine Länge von 26,0 und eine Breite von 10,4 m, sodass 15,0 qm Grundfläche

auf je 100 installierte PS_e entfallen. Die Höhe des Maschinensaales beträgt bis zur Unterkante Dachbinder 6,0 m, bis zur Unterkante Kranbahn 4,50 m (vergl. Taf. XIX, Fig. 4 und 5).

Sehr beschränkt ist der **Schaltraum** (vergl. Taf. XIX, Fig. 6). Derselbe hatte früher eine Länge von 10,70 m und eine Breite von 2,75 m. Er ist 1904 um 1,0 m verbreitert worden, sodass auf 100 installierte PS_e auch nach der Erweiterung nur 2,23 qm Fläche für den Schaltraum zur Verfügung stehen. Die Übersichtlichkeit der Schaltanlage hat durch die Beschränktheit des Raumes gelitten.

Der Maschinensaal ist durch einen Laufkran von 5,0 t Tragkraft bestrichen.

Das ganze Krafthaus war auf weichem Mergel zu fundieren, und es ist deshalb der tief liegende Teil des Fundaments des Maschinensaales und des Wohnhauses als eine

Abb. 66. Ansicht des Krafthauses.



zusammenhängende Betonplatte von 50 bis 60 cm Stärke ausgeführt, welche durch zwei kreuzweise übereinander eingebettete Reihen Stahlträger von 20 cm Höhe derart verstärkt worden ist, dass man auf eine ziemlich gleichmässige Übertragung der Gesamtdrücke auf die Bodenfläche rechnen konnte. Die Bedachung des Maschinensaales erfolgte durch eiserne Polonceau-Träger mit Holzsparren und Ziegeleindeckung. Der neue Schaltraum ist mit Wellblech abgedeckt.

Die Wellen der innen beaufschlagten **Gehäuse-Turbinen**[3]) liegen 6,5 m über dem Niedrigwasser der Orbe (vergl. Kap. III, 5. Turbinen und Taf. LXXII, Fig. 1 und 2). Die Regulierung erfolgt durch einen Spaltschieber, welcher durch das Druckwasser ausbalanciert wird und infolgedessen mit ganz geringer Kraft und geräuschlos bewegt werden kann. Die Bewegung des Schiebers erfolgt entweder von Hand oder durch einen selbstwirkenden Sperrklinken-Servomotor.

Mit den Turbinen sind durch Zodelkuppelung die **Dreiphasen-Generatoren**[4]) verbunden, welche den Strom mit einer verketteten Spannung von 5200 Volt und 50 Perio-

[3]) Geliefert von Piccard Pictet & Co. in Genf. Die Turbinen machen 430 Uml./Min.

[4]) Die elektrische Einrichtung ist von der Maschinenfabrik Oerlikon in Oerlikon—Zürich geliefert.

den/sek. liefern. Die Beleuchtung des Krafthauses und der Umgebung, sowie diejenige des Dorfes Les Clées ist an einen Transformator angeschlossen, welcher den Strom auf 120 Volt herabtransformiert.

Der **Schaltraum** ist in 2 parallele Räume eingeteilt, von denen der vordere, nach der Schalttafel zu gelegene, die Regulatoren, Ausschalter, Maschinensicherungen und Messtransformatoren, der hintere die Leitungssicherungen und Blitzschutzapparate enthält. Der letztgenannte Raum ist auch von aussen zugänglich. Die Maschinenkabel werden in einem geräumigen **Kabelkanal** zum Schaltraum geführt.

Es waren Ende 1903 im ganzen 61,6 km **Hochspannungs-Fernleitungen** verlegt auf 1399 Holzmasten, 6 eisernen Gittermasten und 6 Konsolen, zusammen also auf 1411 Stützpunkten, sodass die durchschnittliche Entfernung der Masten 43,0—44,9 m beträgt. Die normale Spannweite der Masten auf gerader Strecke beträgt 40,0 m [5]).

Am Schlusse des Jahres 1903 waren 58 Transformatoren von zusammen 1354 KW Leistung aufgestellt, sodass durchschnittlich auf je einen Transformator 23,3 KW entfallen. Die Spannung im Fernleitungsnetz ist diejenige der Maschinen d. i. 5200 Volt.

Das sekundäre Verteilungsnetz hatte eine Gesamtlänge von 54,8 km. Es sind dazu verwendet: 1033 Masten, 267 Konsolen, 8990 Isolatoren und 213986 m Kupferdraht von 35704 kg Gewicht. Die Spannung im sekundären Verteilungsnetz ist 120 Volt.

Die Gesamtanlagekosten haben 1600000 Frs. betragen, d. h. auf 1800 installierte PS_e verteilt 888 Frs. pro PS_e. Von dem Anlagekapital entfallen auf die wasserbaulichen Anlagen, das Druckrohr und das Krafthaus rd. 725000 Frs. d. h. pro in der Zentrale installierte PS_e 403 Frs. Auf das Hochspannungsnetz einschliesslich Transformatoren ca. 565000 Frs. d. h. pro in der Zentrale installierte PS_e 314 Frs. Auf das Verteilungsnetz ca. 310000 Frs. d. h. pro in der Zentrale installierte PS_e 171 Frs. [6]).

Aus dem Netz wurden 13 Orte mit zusammen 20193 Einwohnern mit Strom versorgt.

Von diesen Orten haben die Städte Yverdon 8463, St. Croix 5895, Baulmes 1239, Grandson 1763 Einwohner. Die übrigen Orte sind Dörfer, das kleinste Les Clées hat nur 237 Einwohner. Der Strom wurde im wesentlichen nach Pauschalpreisen verkauft.

Es waren Ende 1903, also nach 6 vollen Betriebsjahren, angeschlossen und brachten an Einnahmen:

für Licht . . 680 elektrische PS_e = 10000 Lampen à 50 W mit 14 Frs. Einnahme pro Jahr und Lampe
„ Kraft . . 944 „ „ = 695 KW mit 144 Frs. pro KW und Jahr
Zusammen 1624 elektrische PS_e = 1195 KW, d. h. ca. 80,3 elektrische PS_e = 58 KW pro 1000 Einw.

Davon entfallen 33,6 PS_e auf Licht und 46,7 PS_e auf Kraft. Im Vergleich zu den Angaben auf S. 327 Tabelle XXXIII ist dieser Anschluss als ein sehr gutes Ergebnis anzusehen und z. T. auf die werbende Kraft des Pauschaltarifs zurückzuführen. Da die Ausnutzung der angeschlossenen PS_e oder KW bei Pauschalpreisen viel stärker ist als beim Zählertarif, also auch bei gegebener Kraftleistung im Krafthause weniger PS_e oder KW angeschlossen werden können, so müssen auch die Einnahmen pro angeschlossene PS_e oder KW höher sein als der Durchschnitt bei Zählertarifen (vergl. die Tab. über durchschnittliche jährliche Einnahmen, S. 337). Der Anschluss für Licht verteilt sich auf 1178 Abonnenten, der Anschluss für Kraft auf 113. Der gleichzeitige maximale Konsum betrug am 30. November 1903 1815 elektrische PS_e = rd. 80% des Anschluss-Äquivalents (vergl. S. 330).

Die direkten Betriebskosten 1903 haben betragen:

Allgemeine Verwaltung	20784,73 Frs.
Für Feuerversicherung und für Versicherung Dritter gegen Schaden und Unfall	2000,— „
Für Unterhaltung des Netzes (rd. 2,6% des Anlagekapitals) [7])	22541,50 „
Für Werkzeuge	2872,60 „
Für Löhne und Verschiedenes	38769,40 „
Für Unterhaltung des Wehres	1158,35 „
Für Versicherung des Personals	1571,65 „
Zusammen	89698,23 Frs.

= 5,6% des Anlagekapitals.

[5]) Für die Hochspannungsleitung sind im ganzen 8162 Hochspannungsisolatoren und 286779 m Kupferdraht von 66045 kg Gewicht verwendet.

[6]) Die Bilanz der Gesellschaft pro 1903 gibt für das Gesamtnetz 875000 Frs. an. Die Verteilung auf Fernleitungsnetz und Verteilungsnetz ist auf Grund der sonst im Geschäftsbericht der Gesellschaft enthaltenen Angaben vorgenommen.

[7]) Hierin sind im wesentlichen nur sächliche Kosten enthalten.

§ 11. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk Kubel bei St. Gallen.

Hierzu Tafel XX und XXI[1]).

Die in den Kantonen St. Gallen und Appenzell nach dem Bodensee fliessenden grösseren Wasserläufe haben alle nur ein verhältnismässig kleines Vorflutgebiet und werden nicht von Gletschern oder natürlichen Seen gespeist. Deshalb haben sie in ihrem gefällreichen Oberlauf den Charakter von Wildbächen, bei denen starke Anschwellungen mit Wassermangel abwechseln. Eine grössere konstante Kraft kann deshalb nur durch Einlegung von künstlichen Staubecken erzielt werden. Von den für die industriereiche Stadt St. Gallen und ihre Umgebung in Frage kommenden Flüssen boten die Urnäsch und die Sitter, welche beide ihr Quellengebiet am Säntis in einer Höhe von 1200,0 bis 1800,0 m haben, die günstigsten Bedingungen. Seit dem Jahre 1890 sind dann auch eine ganze Reihe von Projekten für die Ausnützung der Wasserkraft dieser beiden Flüsse gemacht, aber wegen der verhältnismässig grossen Kosten nicht zur Ausführung gekommen. Unter anderen war eine 40,0 bis 50,0 m hohe Sperrmauer am Zusammenfluss der Sitter und Urnäsch, dem sogenannten „Kubel" geplant, durch welche ein Gefälle von 150,0 m erzielt werden konnte. Bedenken bei diesem Projekt rief aber die Frage hervor, wie man die Sperre von den grossen Geschiebemassen der Wildbäche freihalten sollte. Überdies waren die veranschlagten Kosten so grosse, dass die Rentabilität bezweifelt werden musste. Der Verwirklichung zugeführt wurde die Ausnützung dieser Wasserkräfte erst durch das im Jahre 1895 ausgearbeitete Projekt[2]), welches in dem sogenannten Gübsenmoos, einem bei dem „Kubel" ca. 90,0 m über der Sitter gelegenen Tale, ein Staubecken vorsah, und das Wasser der Urnäsch durch einen 4626,0 m langen Stollen diesem Becken zuleitete (vergl. Taf. XX, Fig. 1). Dieser Gedanke war um so erfolgreicher, weil das Sammelbecken so dicht an das linksseitige steile Ufer der Sitter herangelegt werden konnte, dass mit einer verhältnismässig kurzen Druckrohrleitung das am rechten Sitter-Ufer zu errichtende Kraftwerk zu erreichen war. Die Natur hatte die Verhältnisse für ein Sammelbecken günstig vorbereitet. Im Jahre 1897 wurde von den Regierungen der Kantone St. Gallen und Appenzell die Konzession erteilt und auf eine ad hoc gegründete Gesellschaft übertragen. Durch Erwerbung einer alten Papiermühle „im Kubel" an der Urnäsch im Jahre 1890, der einzigen Ausnützung des Wassers bis 10 km aufwärts, war der Ausführung des Projektes wirksam vorgearbeitet.

Die Stelle für das **Wehr** (vergl. Taf. XX, Fig. 2—7) war bestimmt durch die Höhenlage des für das Staubecken gewählten Tales im Gübsenmoos und durch den daselbst zu erzielenden Stauspiegel. Das massive Überfallwehr (vergl. Abb. 67) besteht aus einem unmittelbar auf dem Felsen ruhenden Betonkörper mit lotrechter Vorderfläche und mit 1 : 0,6 abfallendem Absturzrücken. Der wagerechte Absturzboden ist durch eine starke Steinpackung in Zement befestigt. Das eigentliche Überfallwehr hat eine Kronenlänge von 29,60 m und eine Kronenhöhe von 3,5 m über Sohle. Seine Gesamthöhe bis zur Fundierungssohle beträgt 5,0 m.

Bei einem Vorflutgebiet oberhalb des Wehres von 77,70 qkm beträgt die grösste sekl. Wassermenge 130 cbm oder 1670,0 l pro qkm/sek. (vergl. S. 188 u. 190). Der Einlauf befindet sich am linken Ufer. Man konnte auf eine schiefe Lage des Wehres zur

[1]) Die Textabbildungen 67—73, sowie die Fig. 1 bis 8 und 10 bis 12 auf Taf. XX und die Fig. 1, 2 u. 7 auf Taf. XXI sind einem Aufsatz von Kürsteiner: „Das Elektrizitätswerk Kubel" in der Schweizerischen Bauztg. Bd. XLIII Nr. 14 bis 24, die übrigen Abbildungen und Tafelfiguren einer Broschüre der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co., Sonderabdruck aus der Elektrot. Zeitsch. 1904. Heft. 8. u. 9., Aufsatz von F. Collischonn, entnommen.

[2]) Bearbeitet von Ing. L. Kürsteiner in St. Gallen.

Flussachse verzichten, weil die natürliche Flussohle ohnehin nach dem linken Ufer zu vertieft war, und so der Flusschlauch auch bei niedrigstem Wasser dort bleiben musste. Das rechte Ufer ist etwa 8,0 m aufwärts des Wehres und etwa bis 24,0 m abwärts durch Betonmauern geschützt. Aufwärts schliesst sich dann noch eine Steinpackung an.

Der **Einlauf** (vergl. Abb. 67) liegt am linken Ufer. Zwei hölzerne Schützentafeln von zusammen 5,0 m lichter Weite vermitteln den Zufluss. Oberhalb der Schützentafeln ist der Einlauf gegen Hochwasser durch eine Bohlenwand abgedichtet. Vor den Schützentafeln ist ein grober, lotrechter **Rechen** aus Rundeisen von 40 mm lichter Weite zwischen den Stäben aufgestellt. Die Schwelle des Einlaufs wird durch eine ca. 1,50 m hohe Betonwand gebildet, sodass alles Geschiebe wirksam zurückgehalten wird. Unmittelbar

Abb. 67. Wehr und Einlauf.



vor dieser Schwelle ist in der linksseitigen Fortsetzung des Überfallwehres ein **Grundablass** von 1,80 m lichter Weite angelegt, dessen Sohle in Höhe des Vorbodens liegt. Bei einem Wasserdruck von 3,0 m, also beim Stauspiegel in Höhe der Wehrkrone, kann der Vorboden des Einlaufs wirksam gespült werden. Hinter der Einlaufschwelle folgt ein kleiner ca. 5,50 m langer Sandfang, welcher durch einen zweiten Grundablass von 1,20 m lichter Weite gespült werden kann. Aus der Örtlichkeit ergab sich die Notwendigkeit, an der Stollenmündung gegen den Berg eine hohe Futtermauer mit Steinhinterpackung anzulegen. Durch eine Schütze ist der Zufluss zum **Werkkanal** regulierbar. Vor der Schütze befindet sich ein schräggestellter Flacheisenrechen mit 20 mm lichter Weite zwischen den Stäben. Um dem Wehrwärter einen Schutz zu bieten und um den Raum vor dem Stollenrechen bei ganz starkem Frost notfalls heizen zu können, ist über dem Einlauf unter Benutzung der Futtermauer nachträglich ein Holzhäuschen errichtet. Mit Rücksicht auf die Wassertiefe vor dem letztgenannten Rechen, welche mindestens immer 1,5 m beträgt, kommen nennenswerte Störungen durch Stückeis nicht vor.

Als geringste 355 tägige Wassermenge des trockensten Jahres konnten auf Grund langjähriger Beobachtungen 500 l/sek. (6,4 l/sek./qkm) angenommen werden; bis zu $3^1/_2$ cbm/sek. kann die Gesellschaft konzessionsmässig das ganze Wasser ohne Rest aus dem Flusse entnehmen. Bei einem Stauspiegel von + 682,50 im Staubecken ergibt sich eine Druckhöhe von 92,0 m, d. h. mit 500 l/sek. lassen sich rd. 460 PS_e erzeugen, also in 24 St. rd. 11000 PS_e-St. Bei Festlegung des Staubecken-Inhalts war man natürlich in erster Linie von der Grösse und Gestaltung des Gübsenmoos abhängig. Man wählte die Höhe der Staumauer und der Staudämme so, dass der Inhalt des Beckens 1446460 cbm ergab. Bei Annahme einer durchschnittlichen nutzbaren Druckhöhe von 87,0 m braucht man für eine PS_e 1,15 l/sek., d. h. für die PS_e-St. 4,14 cbm, sodass der Gesamtinhalt allein für rd. 349400 PS_e-St. ausreicht. Sollten also täglich durchschnittlich 22000 PS_e-St. geleistet werden, wie es auf Grund der wirtschaftlichen Vorarbeiten für den ersten Ausbau anzunehmen war, so würde das Staubecken beim niedrigsten Wasser in der Urnäsch nur ca. 31 Tage ausreichen und es war deshalb von vornherein eine Dampfreserve vorzusehen.

Um bei höheren Wasserständen eine schnelle Auffüllung des Staubeckens zu ermöglichen und in Rücksicht auf die von Anfang an ins Auge gefasste spätere Erweiterung des Werkes durch Hinzunahme des Wassers der Sitter ist der Stollenquerschnitt so gross gewählt, dass 4 cbm/sek. dem Staubecken zufliessen können. Wenn man 3 cbm/sek. zuführt, würde man das Becken in etwa 6 Tagen füllen können.

Der **Werkkanal** (vergl. Taf. XX, Fig. 8) hat ein Sohlengefälle von 0,75 ‰, eine Höhe von 1,90 m und eine Breite von 1,80 m und ist im Stollen ganz mit Zementbeton ausgekleidet. Der Stollen ist so traciert, dass durch drei Seitenstollen im ganzen acht Angriffsstellen geschaffen wurden, wodurch die Ausführung nicht nur erleichtert, sondern auch die Bauzeit abgekürzt werden konnte. Es ergaben sich auf diese Weise Strecken von 1106,0 m, 877,0 m, 1289,0 m und 1354,0 m Länge.

Das Gebirge bestand abwechselnd aus Molasse, Sandstein, Mergel und Nagelfluh. Die einzelnen Schichten wiesen Stärken von 4,0 bis 12,0 m auf. Sie fallen im unteren Teile mit 30° gegen Norden ein und werden nach dem Einlauf zu allmählich steiler, um etwa 500,0 m vor dem Stolleneinlauf senkrecht zu stehen. Die Streichrichtung bildet an den untersten 2,5 km und an den obersten 0,5 km einen Winkel von 15° gegen die Kanalachse, dazwischen befinden sich Strecken, in denen die Streichrichtung beinahe parallel zur Stollenachse geht. Da nirgends etwas vom Gebirgsdruck gespürt wurde, konnte auf eine eigentliche Auszimmerung während des Baues verzichtet werden. Für den Ausbruch wurde nur Handbohrung angewendet. Bei einem mittleren Ausbruchsquerschnitt von 4,0 qm wurde mit zwei Schichten in 24 Stunden durchschnittlich ein Fortschritt von 1,25 m erzielt. Bei weichem Sandstein und Mergel betrug der Fortschritt bis zu 2,5 m, bei Nagelfluh oft nur 0,60—0,80 m täglich per Angriffsstelle. Die Wasserabführung erfolgte durch einen Entwässerungsschlitz in der Sohle mit eingelegtem Tonrohr. Für die Ventilation diente ein an der Sohle verlegtes gusseisernes Muffen-Rohr von 120 mm Durchmesser, welches mit Hanfstricken gedichtet war. Die Gebläse wurden stellenweise mittelst eines Elektromotors oder durch einen Petroleummotor oder durch ein Tangentialrad angetrieben. Der Dynamitverbrauch betrug im Durchschnitt 7 kg pro lfm. Stollen. Die Kosten des Stollenbaus haben 730000 Frs. betragen.

Die Seitenstollen sind dazu benutzt, Überläufe mit Grundablässen einzulegen. Man kann auch von ihnen aus im Betriebe leicht Revisionen vornehmen und Reparaturen ausführen.

Im Stollen erhöht das Wasser durch Wärmeaufnahme aus dem Gebirge seine Temperatur um einige Grad, sodass der Auslauf des Werkkanals in den Sammelweiher (vergl. Abb. 68) immer eisfrei ist.

Das im Gübsenmoos belegene Tal war insofern für die Zwecke des Staubeckens (vergl. Taf. XX, Fig. 9) günstig, als sich die Talsohle als undurchlässig erwies und die Möglichkeit gegeben war, die Sperrmauer auf festem Felsen zu gründen. Ausser einer Sperrmauer waren allerdings noch zwei Abschlussdämme notwendig, und zwar ein niedriger nördlicher Damm (Taf. XX, Fig. 11), welcher eine nach der Ortschaft Gübsen zu gerichtete Einbuchtung abschliessen sollte, und ein höherer westlicher Damm zum Schutze der das

Tal oberhalb durchschneidenden Eisenbahn. Im Talboden selbst trennte eine Bodenerhöhung die Sohle in zwei Teile und es musste eine 5,0 m tiefe Einschlitzung durchgestochen werden, um den gesamten Rauminhalt des Beckens nutzbar zu machen. Die Oberfläche des Staubeckens beträgt 172540 qm. Die Abschlussdämme sind aus sandigem Lehm geschüttet, welcher in der Nähe gefunden wurde.

Abb. 68. Ausmündung des Werkkanals in das Staubecken.



75000 cbm Lehmboden und 25000 cbm Kies und kiesige Erde und ca. 5000 cbm Steinauffüllung zur Belastung des Vorlandes beim grossen Damm waren zu bewegen. Die punktierte Linie in Taf. XX, Fig. 10 deutet an, wie das Profil projektiert war. Bei der Ausführung aber drückte das Gewicht des Dammes den weichen Boden des Tales seitlich heraus und schob ihn vor sich her. Erst als der Boden des Vorlandes durch Beschüttung mit Kies und Steinen genügend belastet war, kam der Damm zur Ruhe, sodass die oberen 5,0 m im projektierten Profil ausgeführt werden konnten. Man sieht daraus, dass man beim Veranschlagen solcher Dämme vorsichtig sein muss und unter Umständen für die Materialbewegung sehr erhebliche Zuschläge für Unvorhergesehenes zu machen hat. Der Bauvorgang war so, dass zunächst in der beabsichtigten Sohlenbreite aller weicher Boden entfernt und der gute, feste, helle Lehm freigelegt und gereinigt wurde. Dann sind die Schichten in Stärken von 0,20 bis 0,25 aufgebracht und mittelst Walzen von 3 t Gewicht festgewalzt. Das Walzen war natürlich bei nasser Witterung in dem Lehm nicht möglich und musste man sich dann mit Handstampfen behelfen.

Für den östlichen Abschluss des Gübsenmoos wurde eine Staumauer (vergl. Taf. XX, Fig. 9 u. 12)[3]) errichtet, weil fester Felsgrund in erreichbarer Tiefe vorhanden war und die Wassertiefe bei H.W. bis zur Sohle vor der Mauer doch immerhin schon 17,50 m betrug. Im Grundriss wurde der Mauer eine Krümmung mit einem Halbmesser von 200,0 m gegeben. Die Höhe der Abschlussmauer beträgt vom tiefsten Punkt des Fundamentes bis zur Krone 23,65 m, die Länge ist in der Krone 105,0 m, die Kronenbreite 3,0 m, die Dicke der Mauer am Fundament ca. 15,2 m. Die Mauer ist aus Nagelfluh aufgebaut und besitzt einen Rauminhalt von 9500 cbm. Das verwendete Steinmaterial

[3]) Die Masse von Fig. 12 sind diejenigen des Projektes. Die ausgeführte Mauer hat eine Fundamentbreite von rd. 65 % der Höhe.

musste auf 7,0 km Entfernung herangeschafft werden. Das spezifische Gewicht beträgt 2,72 kg; die Druckfestigkeit 1200 kg pro qcm. Als Mörtel wurde hydraulischer Kalk (von Spühler in Reckingen) verwendet und zwar in einer Mischung von 1 Raumteil Kalk und 2,5 Raumteilen grobkörnigen Sandes. Letzterer wurde zum grössten Teil durch Zermahlen von Nagelfluh gewonnen. Der vollkommen erhärtete Mörtel zeigte eine Festigkeit von 70 kg/qcm auf Druck und 14 kg/qcm auf Zug. Der Mörtelverbrauch betrug etwa 30 % des Rauminhaltes der Mauer. Die Mauer steht auf fester Molasse.

Abb. 69. Reinigung der Fundamentsohle für die Staumauer.



Mit der grössten Sorgfalt wurde die Fundamentsohle in der Profilbreite zunächst durch starke Wasserstrahlen und Stahlbesen gereinigt und dann alle Unebenheiten, Spalten und Klüfte mit fettem Beton (1:2) ausgefüllt (vergl. Abb. 69). Darauf ist dann eine Fundamentsohle aus einer Mischung von 1 Raumteil Portlandzement, 2,5 Teilen Sand und 3,5 Teilen Kies hergestellt, auf welcher das Mauerwerk errichtet wurde. Bei der statischen Berechnung ist das Gewicht der Mauermasse zu 2,2 t pro cbm angenommen. Die Wecksteine sind in Grössen von 1/4 bis 3/4 cbm verwendet und vor dem Auffahren zur Verwendungsstelle mit Wasser und Besen gereinigt. Die ganze Mauer wurde eingerüstet (vergl. Abb. 70). Die Rollbahnen zum Materialtransport lagen auf der der jeweiligen Mauerhöhe entsprechenden Etage des Baugerüstes derart, dass die Steine von da mit Hilfe von Laufkatzen in das vorher sorgfältig vorbereitete Mörtelbett versetzt werden konnten. Die Kantenpressungen betragen aussen bei gefülltem Weiher höchstens 5,6 kg pro qcm und innen bei leerem Weiher 5,0 kg.

Auf der Krone der Mauer ist ein Fahrweg angelegt als Ersatz eines alten Weges, welcher früher in der Talsohle entlang ging (vergl. Abb. 71).

Zur Regulierung des Stauspiegels dient ein an der nördlichen Seite liegender **Überlauf** (vergl. Abb. 72) mit einem kaskadenförmig im offenen Querschnitt zur Sitter herabgeführten **Überlaufkanal.**

Für die Länge des Überlaufs war folgende Überlegung massgebend: Durch den Stollen können höchstens 4 cbm/sek. zugeführt werden. Das in den Weiher direkt entwässernde Gebiet hat nur einen Flächeninhalt von 1,00 qkm und es sind als sekl. Maximalabflussmenge 8000 l/sek./qkm angenommen. Es wären also höchstens 12 cbm/sek. abzuführen. Man machte den Überlauf 22,0 m lang und legte die Oberkante 1,50 m unter Kronenhöhe der Staumauer. Da bei 0,50 m Höhe des überfliessenden Wasserstreifens schon rd. 15 cbm/sek. abfliessen, so ist sicher, dass der Wasserspiegel nie die Krone der Sperrmauer erreichen kann.

Die Kosten der Staumauer selbst betragen ca. 300000 Frs. oder 32 Frs. pro cbm Mauervolumen.

Die **Druckrohrleitung** (vergl. Taf. XXI, Fig. 1 u. 2) hat 1,6 m Lichtweite und 294,0 m Länge. Sie verläuft auf ca. 95,0 m fast horizontal und steigt dann, sich dem Terrain tunlichst anschmiegend, zum Krafthause herab. An einzelnen Stellen waren Felsdurchstiche notwendig. Die einzelnen Rohrstücke sind auf der unteren Strecke in Längen von 5,5 m, auf der oberen Strecke in Längen bis zu 7,5 m aus Flusseisen und doppelter Längs- und einfacher Quernietung hergestellt und durch Flanschen aus Schweisseisen mit Gummiringdichtung verbunden. Die Blechdicke beträgt am oberen Ende der Leitung

5,5 mm und nimmt allmählich nach unten auf 14,5 mm zu. Das Druckrohr ist in der Sperrmauer mittelst eines starken konischen Betonpfropfens eingemauert und erweitert

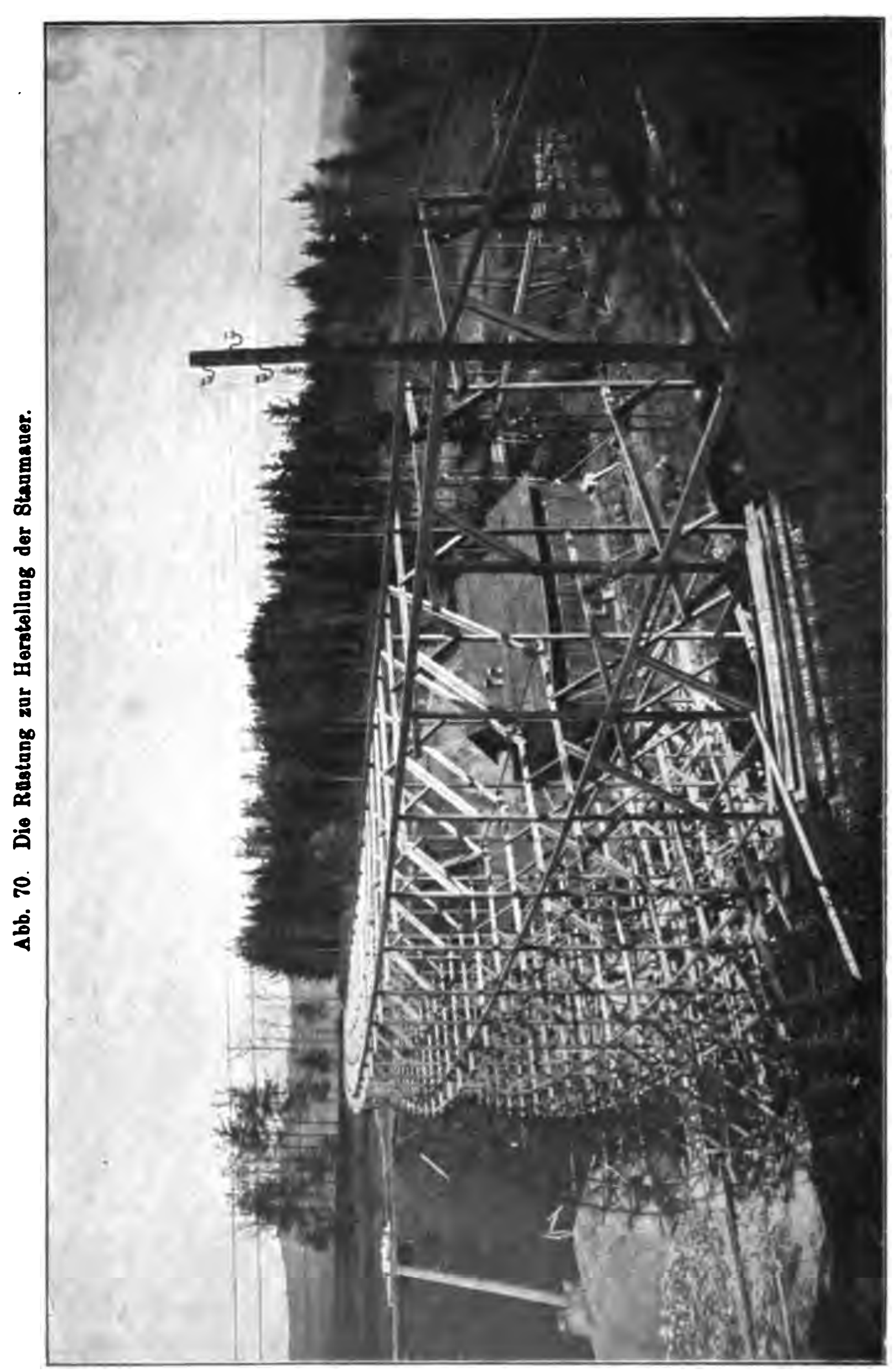


Abb. 70. Die Rüstung zur Herstellung der Staumauer.

sich nach der Wasserseite der Mauer zu. Vor der Mündung ist ein aufziehbarer Rechen angebracht und ebenso eine von der Krone der Staumauer aus zu bedienende Verschlusschütze. An der Stelle, wo das Druckrohr aus der Aussenfläche der Mauer heraus-

tritt, ist ein Steigerohr aufgesetzt, welches, sich an der Mauer stützend, bis über den Wasserspiegel hinaufführt und verhindert, dass eine Luftverdünnung im Rohr eintritt,



Abb. 71. Ansicht der Staumauer vom leeren Staubecken aus gesehen.

wenn etwa bei geschlossener Schütze Wasser aus dem Rohr abgelassen werden sollte. Etwa 30,0 m hinter der Staumauer ist eine Drosselklappe eingebaut, die sowohl von Hand als auch vom Maschinenhause her mittelst eines Gleichstrommotors auf elektrischem

Wege geschlossen werden kann und mit einem Häuschen überbaut ist. Die Leitung zu dem Motor ist an eine Batterie in dem Krafthause angeschlossen, sodass jederzeit, auch wenn die Maschinen nicht laufen, bei einem etwaigen Rohrbruch die Klappe von dem Krafthause aus geschlossen werden könnte. Es versteht sich, dass der Motor selbstwirkend ausgeschaltet wird, wenn die Drosselklappe ganz geschlossen ist. Vor der Drosselklappe mündet eine Leerlaufleitung ab, welche in den oben erwähnten Überlaufkanal führt und durch welche es möglich ist, den Stauweiher zu entleeren. Um die Längsänderungen des eisernen Rohres bei Temperaturverschiedenheiten auszugleichen, sind an zwei Stellen im Druckrohr gusseiserne Stopfbüchsen mit Hanfdichtung vorgesehen. Bewegungen von 1—2,0 cm sind an den Stopfbüchsen beobachtet worden.

Abb. 72. Ansicht des Überlaufs an der Staumauer.



Für die Errichtung des **Krafthauses** bot die Örtlichkeit auf dem rechten Ufer der Sitter die beste Gelegenheit (vergl. Abb. 73). Es wurde deshalb die Überführung des Druckrohres über den Fluss mittelst einer eisernen Brücke von 38,0 m Spannweite nötig. Diese Brücke dient gleichzeitig zur Verbindung des Krafthauses mit einer längs des Druckrohres zum Staubecken heraufführenden Diensttreppe. Das Druckrohr stösst senkrecht auf die Längsachse des Maschinenhauses. Es zweigen deshalb von ihm mittelst eines T-Stückes die beiderseitigen Verteilungsrohre ab. Da dieses T-Stück einen wagerechten Schub von ca. 200 t aufzunehmen hat, musste es besonders sorgfältig mittelst eines kräftigen Lagerschuhes auf einen schweren Betonklotz verankert werden (vergl. Taf. LVIII, Fig. 3 bis 5). Die Unterkante der Brücke liegt 1,6 m über dem höchsten Hochwasser- und ca. 5,4 m über dem niedrigsten Wasserstand der Sitter. Von dem T-Stück führt nach beiden Seiten je ein Zweigrohr von 1,6 m Lichtweite also 2,01 qm Querschnitt, welches 3 Maschinen von zusammen 2000 PS. das Wasser zuzuführen hat, sodass die Geschwindigkeit des Wassers beim mittleren Druck von 87,0 m und voller Belastung aller Turbinen (4,6 cbm/sek.) im Hauptrohre 2,28 m/sek., in den Zweigrohren nur ca. 1,14 m/sek. betragen wird.

Auf derselben Höhe wie die Unterkante der Brücke liegt auch der Flur des Krafthauses (vergl. Taf. XXI, Fig. 3, 4, 5). Dasselbe enthält einen 10,0 m breiten, 44,61 m langen und 7,70 m hohen **Maschinensaal**, an welchen sich ein 12,0 m langer und 12,75 m breiter Kesselraum anschliesst. Es war, wie bereits erwähnt, von vornherein eine 1000 pferdige Dampfreserve vorgesehen, um auch die grösseren Wasserzuflüsse ausnützen zu können. Dieselbe ist beispielsweise im dritten Jahre, Mai 1903/1904, nur 32 Tage im Betriebe gewesen. An das Kesselhaus schliesst sich noch ein Kohlenschuppen aus Fachwerk an. Der Maschinensaal (vergl. Abb. 74) wird natürlich von einem Laufkran bestrichen. Zur Aufnahme des Schaltraums, eines Bureaus und einer Werkstatt ist ein Anbau angelegt, welcher in der 2. und 3. Etage Wohnungen enthält. Zwischen Wohnung und Maschinensaal liegt der **Schaltraum**, welcher bis über das Dach als Schacht aus Eisenfachwerk hinausragt. Aus dem Turme werden die Fernleitungen hinausgeführt. Der Schaltraum ist in Höhe des Maschinensaals etwa 10,0 m lang und 3,20 m tief. In der ersten Etage ist ungefähr dieselbe Bodenfläche für die Fernleitungsschaltanlagen verfügbar und für Blitzschutzvorrichtung ist im Dachgeschoss des Turmes noch ein entsprechender Raum vorhanden. Es kommen etwa 90 qm Grundfläche auf die gesamte Schaltanlage, also rund 1,8 qm pro 100 aufgestellte PS_e (5000 PS_e). Mehr Platz wäre der Übersichtlichkeit der Schaltanlage zu statten gekommen.

Abb. 78. Ansicht des Krafthauses.



Der unter den Turbinen in der ganzen Länge des Maschinensaales liegende **Turbinenkanal** führt das Betriebswasser direkt in die Sitter. Auf der dem Flusse abgekehrten Seite des Maschinenhauses liegt unter dem Flur in einem zwischen Trägern überwölbten Raume der **Kabelkanal** zur Aufnahme der Verbindungskabel zwischen Maschinen- und Schaltraum.

Mit Rücksicht auf die stark wechselnden Wasserstände in der Sitter mussten die **Turbinen** (vergl. Taf. LXXVI, Fig. 1—6) ca. 6,25 m über dem normalen Wasserspiegel aufgestellt werden. Der Maschinensaal enthält ausser dem Platz für zwei Dampfmaschinen vier Turbinensätze von je 500 PS_e und zwei Sätze von je 1000 PS_e. Die Zuführung des Wassers erfolgt bei den vier kleinen Turbinen durch Stutzenrohre von 600 mm Dm., bei den zwei grossen Turbinen durch Krümmerrohre von je 800 mm Dm. Entsprechend der grossen Druckhöhe sind Pelton-Aktions-Turbinen gewählt[4]) (vergl. Kap. III. 5. Turbinen). Die 500 PS_e-Turbinen machen 375, die 1000 PS_e-Turbinen 300 Uml./Min. In dem Abzweigsrohr jeder Turbine sitzt ein Schieber, sodass jede Turbine für sich abgesperrt werden kann.

Jede Turbine hat zwei Schaufelräder, welche auf gemeinschaftlicher Welle nebeneinander sitzen, und denen das Wasser durch je ein Leitungsrohr zugeführt wird. Jedes Leitungsrohr verzweigt sich bei den 1000 PS_e-Maschinen innerhalb des Turbinengehäuses in drei regulierbare Düsen. Die Regulie-

[4]) Geliefert von Escher, Wyss & Co. in Zürich.

rung der Düsenöffnungen erfolgt bei den grossen Turbinen durch drei sogenannte Blenden aus Bronze. Bei den kleinen Turbinen ist für jedes Laufrad nur eine mittelst einer Zunge regulierbare Düsenöffnung vorhanden.

Um schädliche Stösse in dem Druckrohr möglichst zu vermeiden, ist mit der selbstwirkenden Regulierung der Turbinen zwangläufig eine Vorrichtung verbunden, welche bei Schliessung der Wasser-



Abb. 74. Innen-Ansicht des Maschinensaales.

strahldüsen gleichzeitig in einem nach unten führenden Abzweig jedes Verteilungsrohres ein horizontales Schieber-Ventil öffnet und das Wasser in das Unterwasser entweichen lässt. Der Apparat ist so eingerichtet, dass im nächsten Moment nach der Öffnung diese Sicherheitsventile wieder geschlossen werden, um Wasservergeudung zu vermeiden. Mit den Kolben der Zungenreglung ist ein zweiarmiger Hebel verbunden (vergl. Taf. LXXVI, Fig. 4 bis 6), dessen eines Ende mit einem Kataraktkolben und dessen

anderes Ende mit der Rückführung der horizontalen Kolbenstange der Sicherheitsventile durch Hebel verbunden ist. An dem der Rückführung gegenüberliegenden Ende der Kolbenstange befindet sich ein Differentialkolben, der bei geöffneten Freistrahldüsen beiderseitig unter Druck der Hauptrohrleitung steht und die Sicherheitsventile geschlossen hält. Werden die Düsen geschlossen, so hebt sich mit den Regulierkolben derselben auch der beschriebene zweiarmige Hebel und zieht den Kataraktkolben in die Höhe. Dieser Bewegung folgt der Kataraktzylinder infolge der Luftverdünnung im Innern und öffnet das Ventil vor der grösseren Seite des Differentialkolbens. Das Wasser kann entweichen, der Kolben bewegt sich nach der Seite des verminderten Druckes und öffnet die Sicherheitsventile. Durch die Rückführung wird die Bewegung begrenzt. Der Kataraktzylinder fällt durch sein eigenes Gewicht zurück, schliesst das Ventil und der Wasserdruck stellt sich vor der grösseren Seite des Differentialkolbens wieder ein, weil beide Kolbenseiten durch eine kleine Öffnung verbunden sind. Der Differentialkolben bewegt sich also zurück und schliesst die Sicherheitsventile. Das für die Regulierung verwendete Wasser wird aus der Druckleitung entnommen und in einem sogenannten Revolverfilter gereinigt.

Wie bereits erwähnt, mussten die Turbinen 6,25 m über dem normalen N.W. der Sitter aufgestellt werden. Um aber dieses Gefälle noch auszunützen, sind die Turbinengehäuse luftdicht abgeschlossen und haben ein Saugrohr. Durch das fallende Wasser im Saugrohr wird im Gehäuse eine Luftverdünnung erzeugt, durch welche die Druckhöhe des Turbinenwassers fast um die ganze Höhe des Sauggefälles erhöht wird. Um zu verhindern, dass bei zu grossem Vakuum in dem Gehäuse das Wasser bis in das Gehäuse steigt, wodurch eine beträchtliche Reibungsarbeit verursacht werden würde, wird durch ein mit einem Schwimmer verbundenes Luftventil so lange Luft zugeführt, bis der normale Wasserstand im Saugrohr, welcher die Turbinenschaufel noch eben frei lässt, wieder erreicht ist. Dann schliesst der Schwimmer selbstwirkend das Luftventil.

Der Nutzeffekt der grossen Turbinen soll bei Voll- und Halbbelastung über 80% sein. Der Nutzeffekt der kleinen Turbinen bei Vollbelastung 76%, bei Halbbelastung 75% und bei 1/3 Belastung 70%. Die Regulierung soll so vollkommen arbeiten, dass bei Entlastung von Voll- auf 1/2 Belastung nur Schwankungen in der Tourenzahl von 3%, beim Übergang von Vollbelastung auf Leerlauf nur Schwankungen von 5% vorkommen.

Um jederzeit den Wasserstand des Weihers im Maschinenhause zu erkennen, ist ein Schwimmer, welcher in einem an der Weihermauer befestigten Rohre von 300 mm Weite sich bewegt, mit einem elektrischen Kontaktapparat[5]) verbunden, welcher die Schwankungen des Wasserstandes von 10 zu 10 cm im Maschinenhause anzeigt. Um das Einfrieren des Schwimmers zu verhindern, ist das Rohr auf 2,0 m mit Petroleum gefüllt.

Die **Stromerzeuger**[6]) sind mit den Antriebsmaschinen direkt gekuppelt und zwar Dynamos von 400 KW bei $\cos \varphi = 1$ mit den 4 fünfhundertpferdigen Turbinen und solche von 850 KW mit den beiden tausendpferdigen Turbinen und mit der Dampfmaschine.

Die Generatoren erzeugen Dreiphasendrehstrom von 10000 Volt Klemmenspannung. Die Betriebsspannung der **Fernleitung** ist dieselbe. Die Maschinen haben rotierendes Magnetrad und feststehenden Anker und jede hat ihre eigene Erregermaschine, deren Anker auf der Dynamowelle sitzt und deren Magnetgestell auf dem Fundament des Aussenlagers verankert ist. Die Regulierung der Stromerzeuger erfolgt lediglich durch die Bedienung des Nebenschlussregulators der Erregermaschinen, also ohne nennenswerten Energieverlust. In einem unterirdischen **Kabelkanal** sind die Kabel von den Maschinen zum Schaltraum geführt. Die Schalttafel enthält alle zur Regulierung und Parallelschaltung der Stromerzeuger und zur Messung von Strom, Spannung und Phase des

[5]) Geliefert von Leo Tobler in Wolfhalden.

[6]) Die elektrische Einrichtung ist von der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co. geliefert.

Maschinenstroms erforderlichen Instrumente und Hebel, sowie die Schalthebel zum Einschalten der einzelnen Fernleitungen. Alle an der vorderen Seite der Schalttafel befindlichen Apparate enthalten nur niedrige Spannung. Die Schalthebel für die Hochspannungsleitungen sind durch Holzgestänge so isoliert, dass ihre Berührung unter keinen Umständen für die Bedienung gefährlich werden kann.

Zur Erzeugung des niedrig gespannten Messtromes für die Schalttafel dienen keine Messtransformatoren im gewöhnlichen Sinne, sondern es sind einige Spulen der Maschinenwickelung ganz abgetrennt und in deren Stromkreis sind die Messinstrumente, Phasenzeiger etc. der Maschine eingeschaltet. Der durch die Abtrennung der Drahtwindungen verloren gegangene Spannungsbetrag wird dadurch zurückgewonnen, dass in die abgetrennten Messpulen je ein Transformator eingeschaltet ist, dessen sekundäre Wicklung mit der Ankerwicklung der Maschine verbunden ist. Die an den Messpulen gemessene Spannung muss, um die Höhe der Maschinenspannung zu ergeben, mit dem Verhältnis der abgetrennten Spulen zur Spulenzahl des Ankers multipliziert werden, was natürlich durch entsprechende Eichung der Voltmesser von vornherein berücksichtigt ist. Diese von der liefernden Firma bei vielen ihrer Hochspannungsanlagen verwendete Messchaltung soll bei praktisch hinreichender Genauigkeit den Vorzug hoher Betriebssicherheit und Gefahrlosigkeit haben.

In dem Tafel XXI, Fig. 6 wiedergegebenen Schaltschema bedeuten I—VII die Stromerzeuger.

a Die Messtransformatoren, deren primäre Wicklungen in den Stromkreis der aus dem Anker abgetrennten Messpulen eingeschaltet sind.
b Dreipolige Niederspannungsausschalter für die Messpulen.
c Dreipolige Hochspannungsölausschalter zwischen den Maschinen und den Verteilungsschienen C (b und c sind mechanisch gekuppelt).
d Dreipolige Hochspannungsölausschalter zwischen Hauptsammelschienen und den einzelnen Fernleitungen mit Maximalautomaten.
e Überspannungssicherungen und Zeitrelais, welche erst automatisch in Wirksamkeit treten, wenn die unzulässige Stromstärke 2—10 Sekunden angedauert hat (Spezial-Konstruktion der liefernden Firma). Sie dienen dazu, den durch Resonanz zwischen Induktion und Kapazität beim Ausschalten von Kabeln oder beim Entstehen von Flammbogen auftretenden Überspannungen, die den mehrfachen Betrag der Betriebsspannung erreichen können, einen bequemen Ausgleich zu schaffen.
f Flüssigkeitswiderstände in der Erdleitung.
g Hörnerblitzableiter.
h Flüssigkeitswiderstände in der Erdleitung.
i Blitzspulen zum Schutze der Maschinen gegen Blitzschlag.
k Ampèremeter an der Schalttafel der Maschinen.
l Wattmeter an der Schalttafel.
n Ampèremeter der Fernleitungen.
o Trennschalter zwischen Hochspannungs-Sammelschienen und Fernleitung.
p Phasenlampen.
q Ampèremeter.
r Voltmeter.
s Stromwandler zur Messung des Stromes in jeder Phase.
t Phasenlampen.
u Trennschalter zu den Hochspannungssammelschienen.
v Zähler.
A. und B. Sammelschienen.
C. Hochspannungs-Verteilungsschienen in dem Schaltraum der ersten Etage.

Für den Eigenbedarf der Zentrale, welcher durch einen eigenen Zähler gemessen wird, sind 6 Bogenlampen und etwa 80 Glühlampen vorgesehen, ausserdem ein Motor für die Werkstatt, welche zusammen an einem gemeinsamen Transformator von 10 KW-Leistung angeschlossen sind. Im Falle Ausbleibens des Drehstromes trennt ein besonderer Sicherheitsumschalter den Stromkreis einer Notbeleuchtung von ca. 20 Lampen von der Drehstromseite und schaltet denselben selbsttätig an eine Notbatterie.

Es sind vier verschiedene **Hochspannungs-Fernleitungen** vorhanden, von denen die zwei hauptsächlichsten aus je sechs Drähten bestehen und zwar je drei für Kraft

und je drei für Licht. Die Baulänge der Fernleitungen am 30. April 1904 betrug 42,34 km an Leitungen mit sechs Drähten und 43,90 km mit drei Drähten.

Im allgemeinen ist die Fernleitung auf Holzmasten montiert, nur an einigen Überführungen über die Eisenbahn sind schmiedeeiserne Gittertürme zur Anwendung gekommen. Die Entfernung der äussersten Punkte der Fernleitung voneinander betrug 42 km. Das ganze Leitungsnetz ist gegen Blitzschläge und Überspannungen durch Hörner-Blitzableiter und Überspannungs-Schutzvorrichtungen gesichert. Für das sekundäre Verteilungsnetz ist der Strom, soweit es sich um Kraftnetze handelte, von 10000 auf 550 Volt, für Lichtnetze auf 125 Volt transformiert. Hier und da war es notwendig, die Spannung des sekundären Kraftnetzes für den Anschluss von Beleuchtungs-Anlagen und kleineren Motoren gleichfalls auf 125 Volt herabzusetzen. Die Transformatorenstationen sind meistens in Transformatorenhäusern oder auf Gittertürmen untergebracht.

Es waren am 30. April 1904 im ganzen 124 Transformatoren aufgestellt mit zusammen 4414 KW Gesamtleistung und zwar 80 Transformatoren von 10000/550 bezw. 10000/125 Volt und 44 Transformatoren von 550/125 Volt. 22 Ortschaften waren mit Strom versorgt, ausserdem lieferte die Gesellschaft noch nach drei Unterstationen Strom zu festen Preisen und zwar in St. Gallen und Wil an die Gemeinde und in Speicher-Trogen an die Strassenbahn St. Gallen-Speicher-Trogen. Zur Kontrolle und Messung des Stromes waren am 30. April 1904 bei den Abonnenten aufgestellt: 302 Einphasenzähler, 384 Dreiphasenzähler, 27 Stundenzähler, zusammen 713 Zähler.

Über die Anlagekosten gibt Tabelle I S. 244/45 Auskunft. Hinzugefügt sei noch, dass die 1000 pferdige Dampfreserve ausschliesslich des baulichen Teiles 180000 Frs. gekostet hat. Der ganze elektrische Teil des Krafthauses (5000 installierte PS_e an den Wellen der Antriebsmaschinen gemessen) hat 545000 Frs. oder rd. 441000 Mk., d. i. rd. 88,— Mk. pro installierte PS_e gekostet. Für die Fernleitung, die Transformatoren und das ganze Verteilungsnetz waren bis April 1904 rd. 1600000 Frs. = 1296000 Mk. verausgabt. Die Gesamtkosten der Anlage, ausschliesslich der Kosten für die Dampfreserve, stellten sich auf rd. 4035000 Mk.

Als Einheitspreise haben sich ergeben:

Stollen fertig ausgemauert und verputzt	pro lfm.	160,—	Frs.
Stollen-Ausbruch	„ cbm	18—24	„
Ausbetonierung ohne Verputz	„ „	40—50	„
Bruchsteinmauerwerk der Staumauer in hydraulischem Kalk	„ „	28,—	„
Gesamtkosten des Mauerkörpers der Staumauer durchschnittlich	„ „	32,—	„
Damm-Anschüttung im Durchschnitt	„ „	2,25	„
Kosten des Sammelweihers einschl. Grunderwerb	pro cbm Fassungraum	0,58	„

Der Anschlusswert betrug am 30. April 1904 (die Inbetriebsetzung erfolgte am 1. Oktober 1900) zusammen etwa 3879 KW, darunter etwas über 1000 KW für Licht. Von den Abonnenten bezog, nach dem Anschlusswert gemessen, die überwiegende Anzahl nach Zählern. Es wurden erzeugt in Jahre 1903/1904 5762360 KW-Stunden am Schaltbrett gemessen. Die durchschnittliche Leistung betrug rd. 662 KW, d. h. etwa 17% des Anschlusswertes. Der Maximalkonsum betrug am 31. Dezember 1903 während etwa 1½ Stunden 2100 KW, also etwa 54% des Anschlusswertes (vergl. S. 330). Die Gesamt-Stromeinnahme, ausschliesslich Zählermiete, erreichte 427202,35 Frs., d. h. ca. 0,074 Frs. pro erzeugte KW-Stunde und 111 Frs. pro angeschlossene KW und Jahr (vergl. S. 337 und 338). Die Dampfreserve ist im Geschäftsjahre 1903/1904 nur an ca. 32 Tagen und zwar an einigen Tagen Ende Dezember und Anfang Februar, im übrigen im Januar in Betrieb gewesen. Im Sammelweiher fand an 200 Tagen des Jahres 1903 Überlauf statt, während an anderen 110 Tagen dem Weiher für den mangelnden Zufluss Ersatz entnommen werden musste, derselbe somit während dieser Zeit nicht vollständig gefüllt war. In der übrigen Zeit bewegte sich der Wasserspiegel derart, dass er abends unter Überlaufkante stand, um während der Nacht wieder die volle Höhe zu erreichen.

Die direkten Betriebskosten im Jahre 1903/1904 ausschliesslich der Dampfreserve betrugen rd. 3,5% des oben erwähnten Gesamt-Anlagekapitals. Hiervon entfielen auf die Kosten der allgemeinen Verwaltung etwa 1,12%. Rechnet man für die indirekten Betriebskosten entsprechend Tabelle XIII, S. 275, Spalte 4 noch rd. 6½% des Anlagekapitals hinzu, so würden sich die Gesamtbetriebskosten auf 10% stellen. Beim Vergleich dieser Zahl mit den Angaben S. 276 sind die verhältnismässig noch kleine Belastung der installierten Leistung und die verhältnismässig hohen Anlagekosten pro installierte PS_e in Betracht zu ziehen.

Mit dem Stollen-Ausbruch ist am 1. Januar 1898 begonnen worden und Ende Juli 1900 war der Stollen beendet. Die Arbeiten an der Stau-Mauer haben im August 1898 begonnen. Der Fundament-Aushub ist im April 1899 beendet und die ganze Mauer ist im Jahre 1900 fertig gestellt. Mit der Arbeit an den Dämmen ist im Jahre 1898 begonnen und der Nord-Damm ist im September 1899, der West-Damm im Dezember 1900 fertig geworden. Am 6. August 1900 ist mit der Entstauung des Weihers begonnen und der Betrieb ist am 19. Oktober 1900 eröffnet. Um die Leistungsfähigkeit des Werkes zu erhöhen, waren bereits im Jahre 1904 die Arbeiten für die von vornherein ins Auge gefasste Zuleitung der Sitter begonnen. Wie der Übersichtsplan (Taf. XX, Fig. 1) erkennen lässt, war nur ein Wehr der Sitter und ein Stollen zu bauen. Ursprünglich war projektiert, den Stollen in einer geraden Linie und in einer Länge von 4450,0 m durchzuführen. Da aber dieser Stollen eine Bauzeit von mindestens $2^1/_2$ Jahren erfordert hätte, wurde schliesslich eine andere Trace gewählt, welche die Schaffung von sechs Angriffsstellen erlaubte. Der Nutz-Querschnitt des neuen Stollens ist wieder für 4,00 cbm/sek. berechnet. Da aber Gebirgs-Druck erwartet wurde, ist das Profil dementsprechend ausgebildet (vergl. Taf. XXI, Fig. 7). Interessant ist bei der Anlage die Wahl eines Siphons zur Überschreitung der Urnäsch an Stelle eines Aquädukts in Stein oder Beton. Die Berechnung ergab, dass der Siphon aus Fluss-Eisen um ca. 50000 Frs. billiger wurde als ein Aquädukt, weil in nächster Nähe genügendes und passendes Baumaterial nicht zu finden war (vergl. Abb. in Kap. III. 2. Werkkanäle). Der Siphon besteht in einer eisernen Rohrleitung von 1600 mm Lichtweite, welche bei einem Druck-Gefälle von 4 ‰ 4,00 cbm/sek. führen kann. Um zu verhindern, dass der alte Urnäsch-Stollen unter Druck kommt, ist am Auslauf des Siphons ein Überfall angelegt. An seiner tiefsten Stelle hat der Siphon eine Entleerung. Die Kosten dieser Erweiterung durch die Zuführung der Sitter sind auf 1300000 Frs. veranschlagt. Die (355 tägige) ständig verfügbare Kraft wird aber durch dieselbe um etwa 1500 bis 2000 PS_e erhöht sein, sodass sich die Einheitskosten der Gesamt-Anlage pro ständig verfügbare PS_e jedenfalls verbilligt haben werden. Auch die Rente soll inzwischen eine wesentliche Erhöhung erfahren haben, da es an Absatzgelegenheit für die erzeugte elektrische Energie nicht fehlt.

---

§ 12. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk Wangen a. d. Aare (Schweiz) der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co. in Frankfurt a. Main.

Hierzu Taf. XXII u. XXIII[1]).

Etwa 3 km oberhalb der Stadt Wangen im Kanton Bern schneidet die Aare die Grenzen der Kantone Bern und Solothurn. Der Fluss hat hier auf etwa 10 km abwärts ein Gefälle von 10,8 m, d. h. etwa 1:900. Dann tritt er in das Staugebiet des Elektrizitätswerkes Wynau. Die Konzession zur Ausnützung dieses Gefälles für Kraftgewinnung hatte ein Privatmann 1898 vom Kanton Bern erhalten, nachdem er zuvor eine Anzahl kleinerer Konzessionen, in welche die Gesamtkraft früher zersplittert war, von den Ge-

[1]) Die Abbildungen sind z. T. aus der Deutschen Bauzeitung 1908 Nr. 49 u. 50, z. T. aus der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906 Band 50 Nr. 19, 22, 24 u. 25 (Aufsatz von Curt Meyer) entnommen, z. T. nach Zeichnungen und Photographien, welche dem Verfasser von der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co. zur Verfügung gestellt wurden, hergestellt.

meinden erworben hatte. Durch den Übergang der Konzession an eine leistungsfähige Elektrizitätsfirma konnte ihre Nutzbarmachung in grosszügiger Weise verwirklicht werden[2]).

Die Bauausführungen haben im November 1899 begonnen und im Herbst 1904 ist das Kraftwerk dem Betriebe übergeben worden. Was die Aare an dieser Stelle als Kraftquelle besonders wertvoll macht, ist die grosse und verhältnismässig ständige sekl. Wassermenge, verursacht durch das ausgedehnte Gletschergebiet, welches sein Wasser in die Aare entsendet und durch den regulierenden Einfluss der drei von der Aare durchflossenen Seen, des Brienzer, Thuner- und Bieler-Sees. Die geringste 355 tägige Wassermenge in den Wintermonaten konnte etwa zu 75 cbm/sek. angenommen werden, wovon konzessionsgemäss 6,5 cbm/sek. in der Aare verbleiben müssen. Die höchste für die Berechnung der Bauwerke in Betracht zu ziehende Wassermenge ist zu 1600 cbm/sek. vorgeschrieben. Die grösste gemessene sekl. H.W.-Menge beträgt 1464 cbm/sek. Während neun Monaten im Jahre kann man auf eine verfügbare Wassermenge von mindestens 100 cbm/sek. rechnen, während 200 Tage im Jahre führt der Fluss wenigstens 150 cbm/sek. In der Zeit der Gletscherschmelze im Frühjahr und Sommer steigt die Wassermenge auf durchschnittlich 2—500 cbm/sek.

Als günstigster Platz für die Anlage eines Wehres ergab sich eine rd. 1,5 km aufwärts der städtischen Aarebrücke in Wangen gelegene Stelle, wo der Fluss bei N.W. an beiden Ufern kleine Inseln bildet, von denen die am linken Ufer gelegene etwa 0,5 km lang war. Hier bot die Örtlichkeit günstige Baubedingungen. Der normale Unterwasserspiegel lag an dieser Stelle auf + 420,0 N.N. und die Konzession liess eine Anstauung dieses Spiegels um 1,53 m, d. h. auf + 421,53 N.N. zu. Bei dem höchsten Hochwasser darf der durch das Wehr erzeugte Stau nicht weiter als bis zur Kantonsgrenze, d. h. 1,5 km aufwärts reichen. Von dieser Wehrstelle aus ergab sich bis zum Beginne des Staues des Wynauer Elektrizitätswerkes eine Kanallänge von rd. 8,3 km. Das Wasserspiegelgefälle im Kanal wurde zu 1:8000, das Sohlengefälle etwa zu rd. 1:6000 angenommen. Für den Durchfluss durch die Schützenöffnungen am Einlauf und für die wegen der Örtlichkeit notwendigen Verengerungen des Kanalprofils an einzelnen Stellen musste ein Gefällverlust von 0,23 m hinzugerechnet werden, sodass sich ein Gesamtgefälle von 1,27 m bis zu den Turbinenkammern ergab. Demnach liegt der normale Wasserspiegel an den Turbinenkammern auf + 420,26 N.N. Bei höheren Wasserständen ist eine Erhöhung des Wasserspiegels im Kanal von 0,40 m vorgesehen. Von der Unterwasserseite des Krafthauses bis zur Aare ergab sich nur noch ein kurzes Kanalstück von rd. 80,0 m Länge, worauf ein Gefällverlust von nicht mehr als 1—1,5 cm zu rechnen war.

Die normale neunmonatliche Wassermenge im Kanal wurde zu 100 cbm/sek. angenommen, diejenige bei höheren Wasserständen zu 120 cbm/sek., wobei dann die erwähnte Erhöhung des Wasserspiegels im Kanal um 0,4 m eintritt.

Als Nutzgefälle an den Turbinen ergaben sich bei normaler Füllung des Werkkanals:

bei (355 tägigem) N.W. = 420,26 — 410,99 = 9,27 m,

bei normalem (etwa 9 monatlichem) N.W. = 420,26 — 411,39 = 8,87 m,

bei (etwa 6 monatlichem) M.W. = 420,66 — 411,87 = 8,79 m,

bei höchstem H.W. = 420,66 — 414,35 = 6,31 m.

Die Breite des Flusschlauches bei N.W. war an der für das Wehr ausgesuchten Stelle etwa 80,0 m, die Höhe des ungestauten höchsten Hochwasserspiegels wurde nach Pegelbeobachtungen oberhalb und unterhalb durch Rechnung zu + 422,75 N.N. ermittelt. Man berechnete, dass ein Aufstau an der Wehrstelle von 0,50 m etwa bis zur Kantons-

---

[2]) Für den wasserbaulichen Teil stand Professor Schmick in Darmstadt der ausführenden Firma als technischer Beirat zur Seite.

grenze reichen würde, ohne diese zu überschreiten. Die Ordinate des höchsten Wasserspiegels ergab sich demnach zu + 423,25 N.N. Um 1600 cbm/sek. am Wehr bei einem Stau von 50 cm mit Sicherheit durchzulassen, musste man ein **bewegliches Wehr** wählen. Die Gesamtwehrbreite zwischen den Ufermauern beträgt 120,58 m. Der **Einlauf** zum Werkkanal musste am linken Ufer liegen, weil Kanal und Krafthaus dort den besten Platz fanden. Am rechten Ufer tritt die Stadt Wangen dicht an den Fluss heran, und es wäre der Grunderwerb jedenfalls sehr teuer geworden. Neben dem Einlauf war ein Grundablass nötig, um das Geschiebe vor dem Einlauf fortspülen zu können. Für die konzessionsmässig vorgeschriebene Flossgasse war das rechte Ufer der gegebene Platz, weil hier der geringste Einfluss auf den Wasserspiegel am Einlauf infolge Öffnens der Gasse zu erwarten war. Aus diesen Gesichtspunkten ergaben sich folgende Hauptanordnungen:

a) Anschliessend an die linke Ufermauer der **Grundablass** mit einer lichten Breite von 23,6 m, eingeteilt in 7 Schützenöffnungen. Der Fachbaum auf Höhe der Flussohle + 417,73 N.N.

b) Anschliessend an den rechten Steinpfeiler des Grundablasses **zwei Wehröffnungen** von je 37,24 m lichter Breite, eingeteilt in je 8 **Schützenöffnungen**. Höhe des festen Wehrrückens auf + 419,38, d. h. 1,65 m über normaler Flussohle.

c) Am rechten Flussufer eine 15,0 m breite **Flossgasse**, abschliessbar durch eine einzige Schütze. Fachbaum auf + 420,33, d. h. 1,20 m unter dem normalen Stau.

d) In dem linken Uferpfeiler die vorgeschriebene **Fischleiter**, weil naturgemäss wegen des Grundablasses bei niedrigen Wasserständen an dieser Seite im Unterwasser ein wassergefüllter Flusschlauch erhalten bleiben konnte.

e) Unmittelbar oberhalb des Wehres am linken Ufer der **Kanaleinlauf**. Seine Achse bildet zur Flussachse einen Winkel von 70°. Im Zuge des linken Uferpfeilers am Grundablass liegt eine um 1,0 m gegen die mit Beton befestigte Flussohle erhöhte Einlaufschwelle, sodass Geschiebe ziemlich wirksam zurückgehalten wird. Die Einlaufschwelle liegt lotrecht zur Kanalachse und hat zwischen den Pfeilern eine lichte Breite von 30,0 m, eingeteilt in 6 Schützenöffnungen. Der Fachbaum der Schützen liegt rd. 1,07 m über der Flussohle vor dem Einlauf, sodass beim normalen Stau eine Wassertiefe vor den Einlaufschützen von 2,73 m vorhanden ist, und die Einlaufgeschwindigkeit bei völlig gezogenen Schützen und 70 cbm/sek. etwa 1,50 m/sek. beträgt. Hinter der Einlaufschleuse ist ein Kiesfang angelegt, dessen Sohle auf Höhe der Flussohle abfällt. Der Zufluss zum Werkkanal wird durch eine zweite Einlaufschleuse abgeschlossen, deren Schwelle auf gleicher Höhe wie bei der ersten Einlaufschleuse liegt. Aus dem Kiesbecken führt ein Spülarm direkt in die Aare zurück, welcher gegen den Fluss durch eine Kiesschleuse von 25,0 m lichter Weite, eingeteilt in 5 Schützen, abgeschlossen ist. Die Schwelle der Schützen befindet sich hier natürlich auf Höhe der Sohle des Spülarmes, sodass bei gezogenen Schützen ein starker Spülstrom nach der Aare zu erzeugt werden kann. Die Schützenoberkanten liegen 0,40 m über dem normalen Wasserspiegel, also auf Höhe des Wasserstandes, bei welchem der Kanal 120 cbm/sek. führt. Steigt der Wasserspiegel im Vorbecken, so wirken die Schützen der Kiesschleuse als erster Überfall. Für die Abführung der grössten Hochwassermenge stehen am Wehre selbst bei völlig gezogenen Schützen in den beiden Hauptöffnungen, im Grundablass und in der Flossgasse zusammen rd. 355 qm Querschnitt zur Verfügung. Hierzu kommen noch rd. 120 qm Querschnitt durch den Kiesfang und Kanal, sodass insgesamt 475 qm für die Abführung von 1600 cbm/sek. frei gemacht werden können.

Für die Bauausführungen des Wehres und Einlaufs ergaben sich aus der Örtlichkeit drei Bauperioden:

1. Periode: Einfassung der Baugrube des Einlaufs, des Kiesbeckens, der Kiesschleuse und der linksseitigen Ufermauer durch Fangedämme. Für das Wasser der Aare stand während dieser Periode der ganze Hauptflussschlauch zur Verfügung.

2. Periode: Einfassung der Baugrube des Grundablasses und der ersten Wehröffnung, einschliesslich des zweiten Mittelpfeilers durch Fangedämme. Das Wasser des Stromes konnte nun durch die Kiesschleuse und durch den rechtsseitigen Teil des alten Stromschlauches fliessen (vergl. Taf. XXII, Fig. 1, 3 und 7).

3. Periode: Einfassung der Baugrube der zweiten Wehröffnung, der Flossgasse und der rechtsseitigen Ufermauer durch Fangedämme. Das Wasser wurde durch den Grundablass und die bereits fertig gestellte Wehrhälfte, sowie durch die Kiesschleuse abgeführt.

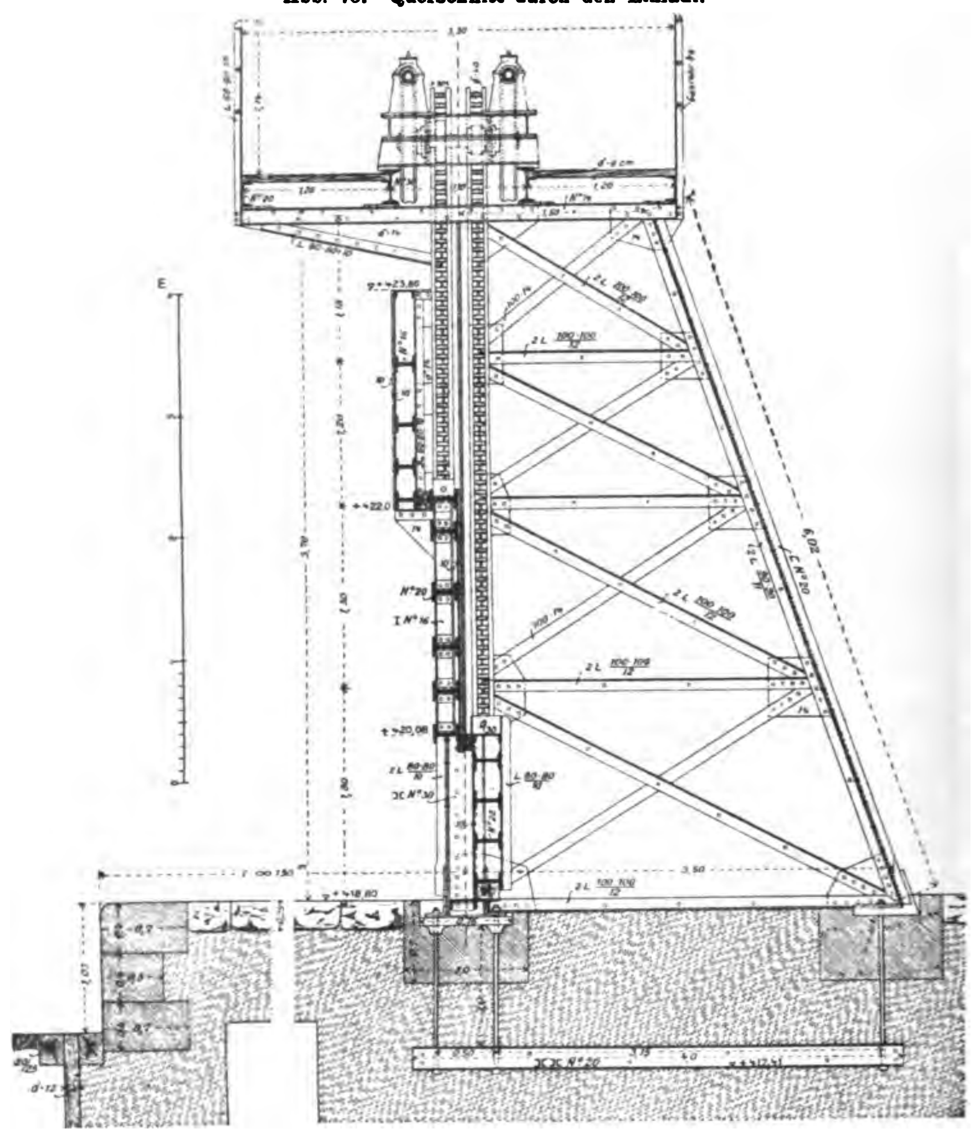
Da der Untergrund z. T. aus Schwemmsand bestand, so war grösste Vorsicht bei der Fundierung geboten. Die Breite des festen Wehrkörpers einschliesslich des Sturzbettes an dem Schützenwehr beträgt 28,5 m. Die Länge des befestigten Sturzbettes ca. 20,0 m. Nimmt man 3,50 m als höchste Wasserspiegeldifferenz an, so würde die Länge des Sturzbettes etwa das 5,7 fache dieser Differenz betragen. Die Länge der Mittelpfeiler ist 10,0 m, ihre Breite 2,5 m (vergl. Taf. XXII, Fig. 4). Gegen Unterspülung ist der Betonkörper des Wehres durch zwei eiserne Spundwände aus I-Eisen, welche 7,0 m tief unter Flussohle eingerammt sind, gesichert. Dazwischen liegen noch drei Reihen Spundwände aus Holz und zwar die erste 3,0 m abwärts der oberen eisernen Spundwand, eine zweite 2,0 m aufwärts der unteren eisernen Spundwand. Diese beiden Spundwände hatten zugleich den Zweck, die Baugruben für die 4,0 m in die Flussohle herabreichenden G r u n d m a u e r n abzuschliessen, welche eine weitere Sicherung gegen Unterspülung bilden. Die dritte Holzspundwand liegt da, wo der feste Wehrrücken in das Sturzbett übergeht. Die erwähnten Grundmauern sind aus Schlackenzementbeton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4, das übrige Fundament ist aus Portlandzementbeton 1 : 3,5 : 7 hergestellt. Für den Betonkörper des festen Wehrrückens ist eine etwas fettere Mischung (1 : 3 : 6) gewählt. Der Wehrrücken selbst ist mit Granitquadern, welche 0,60 bis 0,80 m einbinden, auf das solideste in sauberem Steinverband abgedeckt (vergl. Taf. XXII, Fig. 7). Ebenso sind die Wehrpfeiler mit Hausteinen aus Granit verblendet. Das Sturzbett selbst ist durch ein Pflaster aus Granitplatten von 0,30 m Stärke geschützt. Granitdecke und Betonkörper haben zusammen am Sturzbett eine Dicke von 1,10 m. Das Sturzbett liegt hinter dem Wehrrücken ca. 10 cm tiefer als die Flussohle, sodass es nach abwärts zu ein wenig a n s t e i g t. An den Betonkörper schliesst sich flusswärts noch eine 2,0 m breite Befestigung aus grossen Steinfaschinen an, welche durch Pfähle gehalten werden. Auch hinter diesen Pfählen ist nachträglich z. T. noch eine Steinschüttung angebracht. Die Faschinen ragen etwas über die Sohle hervor, sodass sich bei gezogenen Schützen schnell ein Wasserpolster auf dem Sturzbett ausbildet. Am Hauptwehr sind die eisernen Schützenböcke aus schwerem Gitterwerk gebildet und am Wehrkörper verankert. Die Schützentafeln des Hauptwehres sind aus Eisen und je 4,616 m lang und 2,150 m hoch (vergl. Taf. XXII, Fig. 8 a und b). Die Vorderfläche (stromaufwärts) ist gekrümmt und mit einer Haut aus Eisenblech von 10 mm Stärke gedichtet. Sechs horizontale Gitterträger geben der Schütze die erforderliche Tragfähigkeit. Die Verteilung dieser Gitterträger ist so gewählt, dass jeder ungefähr den gleichen Druck zu übertragen hat. An den Stellen, wo die Zahnstangen eingreifen, sind vertikale U-Eisen an die Gitterträger angenietet, um den Druck und Zug des Gestänges zu übertragen. Die Gleitflächen der Schützen sind mit Bronzeleisten versehen, welche in vertikaler Richtung geriffelt sind, um ein Ansaugen der Gleitflächen zu verhindern.

Die steinernen Pfeiler tragen eine Bedienungsbrücke aus Gitterträgern. Auf + 426,51 liegt der Bohlenbelag der Brücke. Das Heben und Senken der Schützen kann sowohl

von Hand als im Bedarfsfalle auch durch einen fahrbaren Elektromotor bewerkstelligt werden, welcher auf der Brücke hin- und hergefahren und an die Vierkante der Kurbeln angekuppelt werden kann (vergl. Kap. III. 3. Schützen und Taf. LVI, Fig. 3).

Wegen der grösseren Druckhöhe sind die eisernen Schützen des Grundablasses nur je 3,35 m lang. Jede Öffnung besteht aus zwei Tafeln, und jede Tafel hat ihre besondere Aufzugsvorrichtung. Die Falzen werden deshalb aus zwei aufeinandergenieteten

Abb. 75. Querschnitt durch den Einlauf.



I-Eisen gebildet. Um den Schluss der oberen Tafel gegen die untere zu ermöglichen, mussten die Tafeln an der Vorderfläche geradlinig sein. Die Gitterböcke im Grundablass sind mit Bohlen verschalt, um zu verhindern, dass treibende Hölzer sich in dem Fachwerke festsetzen.

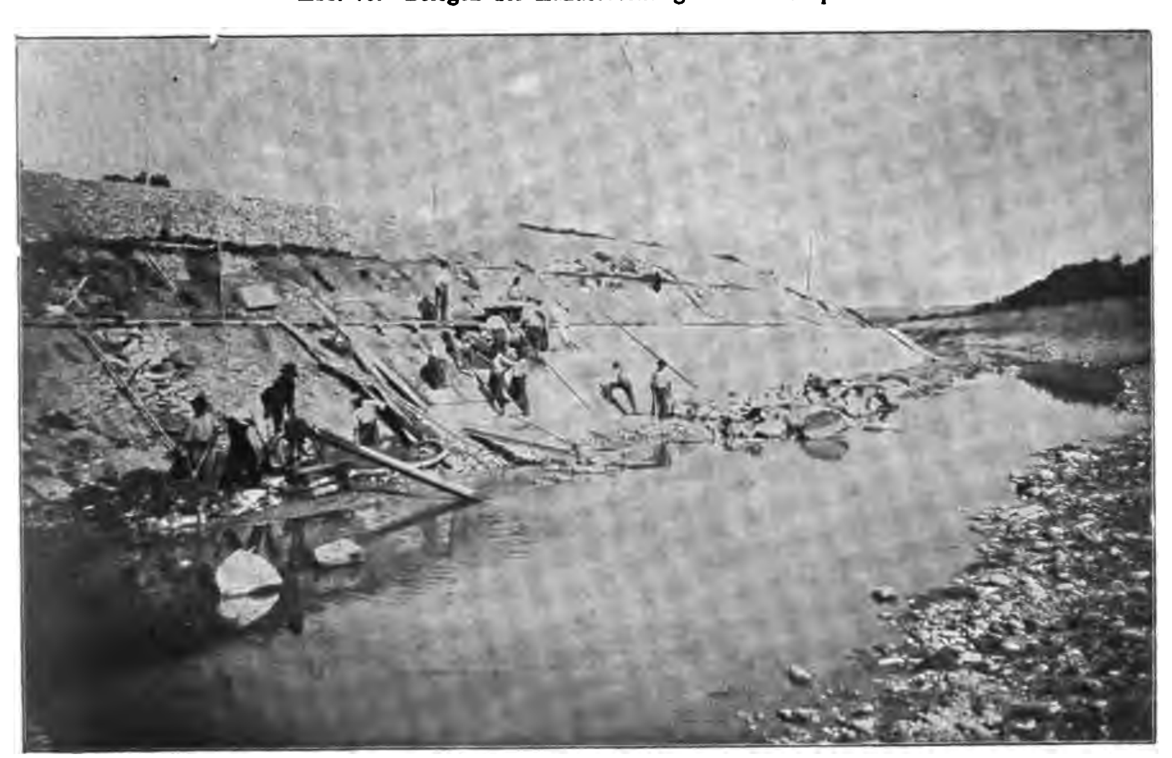
Die 15,0 m breite und rd. 77,5 m lange Flossrinne liegt zwischen der rechtsseitigen Ufermauer und einer in den Fluss gebauten, auf Pfählen gegründeten Beton-

mauer (Näheres vergl. Kap. III, 1. Wehre). Der aus Holz gebildete Boden hat ein Gefälle von 3,5 % bis 1,0 % und endet abwärts auf + 417,23 N.N. Die Einlaufschwelle liegt 1,20 m unter Wehrkrone.

Der konzessionsmässig vorgeschriebene und an die linke Ufermauer gelegte Fischpass tritt in der Länge des linken Widerlagpfeilers des Wehres in diesen selbst hinein. Die einzelnen Stufen sind 40 cm hoch und die auf den Stufen gebildeten kleinen Becken sind 1,2 m breit und 2,3 bis 3,0 m lang. Die obere Ausmündung des Passes kann durch Schützen verschlossen werden. Für kleinere Fische sind in den Seitenwänden Schlupflöcher von 0,20 auf 0,20 m Seitenlänge gebildet.

Die Schützen des **Einlaufs** bestehen gleichfalls für jede Öffnung aus zwei beweglichen Tafeln (vergl. Abb. 75), welche unabhängig voneinander gezogen werden können.

Abb. 76. Belegen der Kanalböschungen mit Betonplatten.



Um bei Hochwasser schwimmende Körper von dem Kanal abzuhalten, ist der Einlauf oberhalb der beweglichen Schützentafeln durch eine feste dritte Tafel dicht abgeschlossen. Die untere bewegliche Tafel hat, entsprechend dem grösseren Druck, nur eine Höhe von etwa 1,25 m. Ist sie ganz gezogen, und die obere Tafel so weit, dass die Unterkante noch etwa 0,50 m unter dem Stau bei N.W. liegt, so wird ein Querschnitt von ca. 67,00 qm frei und 100 cbm/sek. können mit einer Geschwindigkeit von ca. 2,35 m/sek. eintreten. Gröbere schwimmende Körper werden an der oberen Schütze zurückgehalten. Laub und ähnliche schwimmende Körper tauchen aber bei der Geschwindigkeit unter und gehen unter den Schützen hindurch. Bei Hochwasser kann man die unteren Schützen ganz schliessen und nur die oberen ziehen, so dass nur das verhältnismässig reinere Wasser der oberen Schichten in den Kanal hinein kann. Bei ganz gezogenen oberen Schützen würde etwa ein Querschnitt von 57,60 qm frei und bei 120 cbm/sek. würde

die Einflussgeschwindigkeit rd. 3,34 m/sek. betragen. Die hinter dem Kiesbecken befindliche Regulierungsschleuse ist gleichfalls nach Abb. 75 konstruiert. Die Kanalufer liegen hochwasserfrei, sodass bei sachgemässer Bedienung der Schützen Hochwasser nicht in den Werkkanal eintreten kann.

Der **Werkkanal** hat eine Gesamtlänge von rd. 8380,0 m einschliesslich des Unterwasserkanals. Seine normale Sohlenbreite beträgt 17,0 m; die normale Wassertiefe ist bei 100 cbm/sek. 4,0 m, bei 120 cbm/sek. 4,40 m. Seine Böschungen sind normal 1:2 angelegt und deren Standsicherheit ist durch beiderseitig in Höhe von 3,0 m über der Sohle angelegte Bankette von 1,0 m Breite erhöht (vergl. Taf. XXII, Fig. 6a—6c).


Abb. 77. Erbauung einer Ufermauer als Einfassung des Werkkanals.



Die Böschungen sind unter der Wasserlinie durch Deckungen mit Kies, welcher beim Aushub reichlich gewonnen wurde, gesichert. An zwei Stellen traten steile Berghänge dicht an die Aare heran, sodass umfangreiche Erdbewegungen nötig wurden. Man hat deshalb an diesen Stellen das Profil dadurch eingeschränkt, dass man die Böschungen steiler, 1 : 1, machte und mit Betonplatten belegte (vergl. Abb. 76) oder einseitig am Flusse Ufermauern errichtete (vergl. Abb. 77). Auf einer Länge von rd. 2700,0 m liegt die Sohle zwar noch im Einschnitt, die Böschungen aber bereits im Auftrag und man hat hier, um die nötige Dichtigkeit zu erzielen, vorgezogen, die Böschungen 1 : 1 anzulegen und sie gleichfalls mit Betonplatten zu bekleiden (vergl. Taf. XXII, Fig. 6b). Bei 100 cbm/sek. beträgt die Geschwindigkeit in dem normalen Kiesprofil 0,98 m/sek., in dem mit Betonplatten bekleideten Profil 1,16 m/sek.

Bei dem sogenannten „Fahrhöfli“ war eine ganz besonders grosse Schwierigkeit zu überwinden, weil sich beim Anschneiden des dicht an die Aare herantretenden Berg-

hanges herausstellte, dass er stark wasserführend war und dass sich unter mit Kiesschichten bedeckten Nagelfluhplatten mächtige Schwemmsandschichten befanden. Es hat infolgedessen hier stellenweise mehr als das Drei- und Vierfache des projektmässigen Kanalprofils abgetragen werden müssen. Man hat erst durch sehr umfangreiche Trockenlegungen, durch stellenweises Abtragen des ganzen Abhanges auf 40,0 bis 60,0 m von dem Kanalufer, durch Bekiesung und Betonierung der Kanalsohle und Böschungen etc. Ruhe in die Erdmassen hineinbekommen. Abb. 78 zeigt die Rutschungen an einer Stelle beim „Fahrhöfli“ im ersten Stadium des Kanalaushubs. An einzelnen besonders


Abb. 78. Rutschungen am Fahrhöfli.



nassen Stellen musste man zwischen Holzwänden 3,0 m breite, bis 4,0 m unter die Kanalsohle reichende Kiesdrains am Fusse des Abhanges einbauen und darüber zur Sicherung des Böschungsfusses mächtige Steinfaschinen aus Drahtgeflecht anbringen (vergl. Abb. 79). Das so gesammelte Sickerwasser war unter den Kanal hindurch nach der Aare zu leiten. Um Abtrag zu sparen, hatte man von vornherein an der besprochenen Stelle dicht am Aareufer entlang eine starke und tief bis unter die Flusssohle auf Pfählen zu fundierende Ufermauer aus Beton und für die dem Flusse abgekehrten Kanalböschungen einen Belag aus Betonplatten vorgesehen. Diese Ufermauer ist im August 1903 auf etwa 50,0 m Länge gebrochen und auf einer etwa ebenso langen Strecke beschädigt (näheres vergl. Kap. III, 2. Werkkanäle).

An einer Stelle war die Eisenbahn Solothurn—Olten zu kreuzen. Der Kanal musste hier, ohne den Betrieb zu stören, zwischen den Mittelpfeilern einer Eisenbahnbrücke hindurchgeführt werden unter Verdrängung der Moosbach, eines aus dem Jura

[illegible] welcher sich in der Nähe dieser Brücke in die Aare ergiesst. [illegible] wege zu überführen. Der Bach ist aufwärts der Eisenbahn- [illegible] in Beton unter den Werkkanal hindurchgeführt und kreuzte [illegible] liegend die Eisenbahn (vergl. Abb. 80 u. 81). Wegen des [illegible] musste sowohl das Profil des Werkkanales als auch dasjenige der [illegible] eingeschnürt werden (vergl. Taf. XXII, Fig. 6c). Die gemeinschaft- [illegible] Werkkanal und Moosbach wurde benutzt, um einen 25,0 m langen [illegible] welcher bei Kanalüberfüllungen das Wasser in die Aare zurückleitet. [illegible] in dem eingeschnürten Kanalprofil unter der Eisenbahnbrücke steigt

[illegible] lung von Steinfaschinen aus Drahtgeflecht zur Sicherung der bergseitigen Kanalböschung am Fahrhöfli.



etwa auf 1,80 m/sek. Unterhalb der schlimmen Stelle am „Fahrhöfli“ etwa bei Km 7,0 sprang gleichfalls ein Bergabhang bis an den Fluss vor, und es wurde hier die flussseitige Kanaleinfassung auch durch eine Ufermauer aus Beton gebildet, welche aber auf festem Gestein gegründet werden konnte. An dieser Ufermauer ist ein weiterer, etwa 30,0 m langer Überfall angelegt, von dem aus das Wasser über ein kurzes Sturzbett direkt in die Aare fliesst. Die Krone des Überfalls liegt 0,80 m unter Mauerkrone. Über den Überfall führt ein eiserner Steg.

Der Bodenaushub beim Kanal ist zum grössten Teil durch elektrisch angetriebene Trockenbagger bewirkt (vergl. Abb. 82). Der elektrische Antrieb war hier gegeben, da von dem Elektrizitätswerk Wynau der Strom billig zu haben war.

Etwa 200,0 m vor dem Krafthause, welches in der Nähe des Ortes Bannwyl liegt, erweitert sich das Kanalprofil allmählich auf etwa 54,0 m in der normalen Wasser-

spiegellinie und auf 50,0 m in der Sohle, so dass sich der benetzte Querschnitt bei normaler Füllung auf etwa 218,0 qm erweitert, die Geschwindigkeit sich also auf rd. 0,46 m/sek. ermässigt. Die Böschungen gehen von einfacher Kiesbedeckung zur Betonplattenbefestigung und schliesslich in Betonmauern über. So ist der notwendige Platz für den Einbau der sieben **Turbinenkammern** gewonnen (vergl. Taf. XXIII, Fig. 1 u. 3).

Abb. 80. Lageplan der Unterführung des Werkkanals und der Moosbach unter der Eisenbahnbrücke.

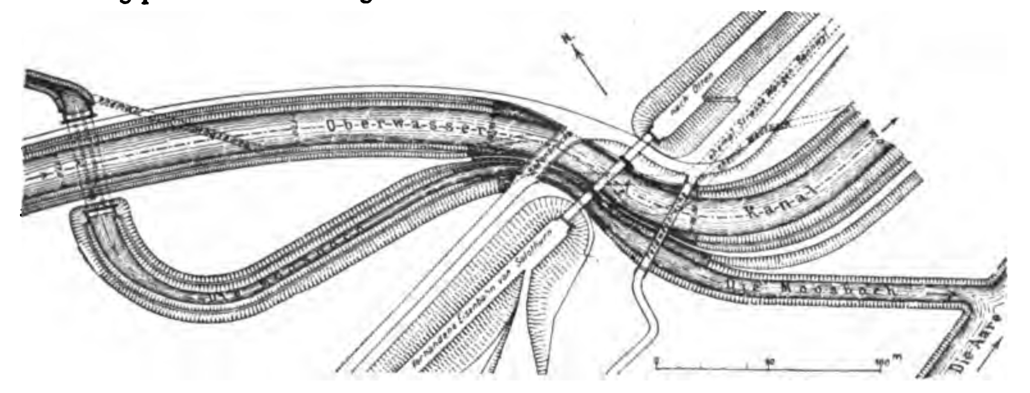


Abb. 81. Ansicht der Kanalunterführung.



Vor den Turbinenkammern ist ein mit einem Winkel von etwa 50° gegen die Horizontale geneigter **Rechen** aus Flacheisen in üblicher Weise aufgestellt. Der Rechen bildet mit der Kanalachse einen spitzen Winkel von etwa 84°, um einen Strom längs

des Rechens in der Richtung nach dem Leerlauf zu erzeugen und auf diese Weise etwaige Ansammlungen von Stückeis abzuführen. Die Schwelle des Rechens ist gegen die Sohle des Vorbeckens um ca. 1,20 m erhöht, um Geschiebe und abgelagerte Sinkstoffe von den Turbinenkammern zurückzuhalten. Die Sohle des Vorbeckens ist betoniert und vor dem Rechen ist noch ein besonderes nach dem Grundablass (Leerlauf) zu geneigtes Gerinne ausgebildet, um die Spülwirkung zu erhöhen, welche bei gezogenen Grundablasschützen erzeugt werden kann. Von dem projektierten **Grundablass** ist vorläufig nur der Einlauf am Kanalufer angelegt, die Fortsetzung bis zur Aare fehlt aber noch, weil bis auf weiteres die siebente Turbinenkammer für die Zwecke des Grundablasses benutzt wird. Durch diesen vorläufigen Grundablass kann das Eis am Rechen wirksam abgeführt werden. Wenn aber der projektierte Leerlauf im Betriebe sein

Abb. 82. Elektrischer Trockenbagger beim Kanalaushub.



wird, muss sich in der toten Ecke zwischen Ufermauer und Rechen das Eis festsetzen. Man könnte dem allerdings leicht abhelfen, wenn man entweder an der gedachten Stelle eine besondere Eisschütze anlegt oder die ganze spitze Ecke am Leerlauf entsprechend abschrägt.

Jede **Turbinenkammer** (Turbinenschacht) hat eine Breite von 6,23 m zwischen den Pfeilern im Wasserspiegel gemessen und kann durch je zwei nebeneinander liegende Schützen abgeschlossen und trocken gelegt werden. Die Sohle der Turbinenkammern liegt 2,3 m tief unter derjenigen des Vorbodens. In jeder Turbinenkammer steht eine **Francis-Doppel-Turbine**[3]) mit je vier Leiträdern und zwei Saugrohren (vergl. Taf. LXVII, Fig. 5 und Kap. III, 5. Turbinen). Jede Turbine leistet 1500 PS_e und macht 150 Uml./Min. Die Regulierung der Finkschen Leitradzungen erfolgt durch selbstwirkende Öldruckservo-

[3]) Die Turbinen sind von Escher, Wyss & Co. in Zürich geliefert.

motoren, kann aber auch von Hand und vom Schaltbrett aus durch kleine Elektromotoren bewerkstelligt werden. Mit Rücksicht auf das Parallelschalten ist von der Turbinenfirma gewährleistet, dass bei plötzlicher Belastungsänderung um 25 % die Umlaufzahl sich nicht mehr als um 3 %, bei gleichbleibender Belastung nicht mehr als um 1 % und bei Änderung von Leerlauf auf Vollbelastung nicht mehr als um 5 % ändert. Die Schraubenkuppelung der Wellen beider Turbinenhälften einer Kammer, ebenso wie je ein Ringschmierlager von 190 mm Durchmesser und 380 mm Schalenlänge befinden sich in einem dicht verschlossenen Eisengehäuse, welches durch einen eisernen Röhrenschacht mit Steigleiter von der Decke der Turbinenkammer zugängig ist. Diese Decke ist durch Bohlenbelag auf Walzträgern gebildet.

Die 2,0 m starke nach dem Oberwasser zu gerichtete Wand des Maschinenhauses bildet zu gleicher Zeit die eine Begrenzungswand der Turbinenkammern (vergl. Taf. XXIII, Fig. 2). Jede Doppelturbine hat ihren besonderen **Turbinenkanal**, welcher unter das Maschinenhaus hindurchgeführt ist. Die Sohle des Turbinenkanals ist unter den Saugrohren um 1,0 m tiefer als bei der Ausmündung in den Unterwasserkanal, und da letzterer bereits im Staugebiet des Elektrizitätswerkes Wynau liegt, ist eine Eintauchtiefe der Saugrohre von 0,65 m sicher gestellt. Um jeden Turbinenkanal abschliessen und trocken legen zu können, sind in den über die Wand des Krafthauses vorspringenden Pfeilern je zwei Dammbalkenschlitze angeordnet.

Der **Unterwasserkanal** hat eine Sohlenbreite von 54,0 m und ist in der Kanalachse gemessen bis zur linksseitigen Uferlinie der Aare nur etwa 80,0 m lang. Nach einer geraden Strecke im Anschluss an das Kraftwerk von ca. 15,0 m Länge folgt ein Kreisbogen von rd. 35,0 m Länge mit rd. 54,5 m Halbmesser und alsdann die Einmündung in den Fluss. Die schmale Landzunge, welche am rechten Ufer zwischen Unterwasserkanal und Aare stehen blieb, wurde künstlich verlängert und durch Betonmauern eingefasst, um die Geschiebeführung des Flusses bei Hochwasser möglichst abzuweisen. Die Befestigung des linken Ufers besteht auf den ersten rd. 70,0 m vom Krafthause an gerechnet anfangs aus einer Betonmauer und dann in einer Plattenverkleidung. Hierauf folgt noch in einer Länge von etwa 80,0 bis 90,0 m eine Steinpflasterung der Böschungen.

Der **Maschinensaal** hat eine Länge von etwa 56,7 m im lichten, eine Breite von 10,0 m und eine Höhe von 9,30 m bis zur Unterkante der Dachbinder. Es stehen demnach pro 100 installierte PS_e 5,49 qm Bodenfläche im Maschinensaal zur Verfügung. Die Kranbahnoberkante liegt 7,50 m über dem Flur. Zwischen der Innenfläche der Pfeiler und den Wellenenden der Dynamomaschinen ist noch durchweg ein freier Raum von 3,30 m Breite, sodass reichlich Platz ist, auch die breitesten Maschinenteile dort abzusetzen. In der Mitte des Maschinensaals liegt in einem Vorbau nach dem Unterwasser zu der **Schaltraum.** Derselbe hat eine Tiefe von 3,20 m und eine Länge von 22,80 m. Er ist durch das Schaltbrett und durch eine Glaswand von dem Maschinensaal getrennt (vergl. Taf. XXIII, Fig. 5). Der Schaltraum hinter dem Schaltbrett ist in zwei Etagen geteilt, welche durch eine eiserne Wendeltreppe miteinander verbunden sind und von denen die untere eine Höhe von 4,84 m, die obere eine solche von 4,30 m bis zur Unterkante der Dachbinder hat. Ausser diesen Räumen von ca. 73,0 qm Grundfläche sind noch in dem turmartigen Anbau (vergl. Taf. XXIII, Fig. 1 und 3), von welchem noch die Rede sein wird, zwei Räume übereinander mit massiven Decken für die Unterbringung der Blitzschutzapparate etc. und für die Erweiterung der Schaltanlage etc. vorhanden. Von diesen beiden Räumen hat der untere ein Flächenmass von etwa

9,14 m/12,15 m, der obere von 8,24 m/8,69 m. Zusammen sind also für die Schaltanlage rd. 258,0 qm disponibel d. i. pro 100 installierte PS_e ca. 2,46 qm.

Der erwähnte turmartige Anbau schliesst sich am linken Kanalufer an den Maschinensaal an. Derselbe ist unten in Höhe des Maschinenflures etwa 9,26 m im lichten lang und 11,50 m breit und enthält Bureauräume, einen Raum für eine kleine Akkumulatorenbatterie (für die Notbeleuchtung etc.), Aborte und Badeeinrichtungen für das Personal, das Lager für Öl und andere Betriebsmaterialien und eine Ölpumpenanlage für die zentrale Ölschmierung der Lager und für die Öl-Servomotoren der Turbinenregler. Die Ölpumpen werden durch kleine Girardturbinen angetrieben, denen das Druckwasser in zwei kleinen Druckrohren zugeführt wird, welche aus einer unmittelbar vor der ersten Turbinenkammer angelegten kleinen Druckkammer ausmünden. Der Raum im Turm über der untersten Etage liegt auf der Höhe des Zufahrweges und dient als Eingangshalle. In diese Eingangshalle kann der Laufkran des Maschinensaals (von 15 t Tragfähigkeit) einfahren und schwere Maschinenteile absetzen resp. auf Wagen verladen. Das Eingangstor hat eine lichte Weite von 3,50 m. In diesem Raume wäre auch ausreichend Platz zur Einrichtung einer Werkstatt. Da aber im Maschinensaal selber von den sieben vorgesehenen Aggregaten zunächst nur drei Aufstellung gefunden haben, so war im Maschinensaal noch reichlich Platz für derartige Zwecke.

Das ganze Kraftwerk von der Schützenwand der Turbinenkammern bis 1,5 m über die Vorderkante der Pfeiler hinaus, in welchen die Begrenzungsmauern der sieben Turbinenkanäle enden, ist auf einer grossen zusammenhängenden rd. 1,25 bis 1,30 m starken Betonplatte fundiert.

Jede Doppelturbine ist mit einem **Dreiphasendrehstrom-Generator**[4]) durch elastische Gummibandkuppelung direkt gekuppelt. Jeder Generator hat auf seiner Welle seine eigene Erregermaschine. Beim Defektwerden einer der letzteren kann jedoch die Magnetwickelung des zugehörigen Generators auch auf Gleichstromsammelschienen umgeschaltet werden, welche ihren Strom von einem Umformer oder von der erwähnten kleinen Notbatterie erhalten. Die Generatoren liefern den Strom mit 11000 Volt Spannung bei 50 Per./sek. In flachen, mit Riffelplatten abgedeckten Kanälen von 0,60 bis 0,70 m Breite und 0,20 m Tiefe werden die Kabel von den einzelnen Maschinen zu dem Schaltraum geführt.

Die **Fernleitungen** laufen etwa bis zum Einlauf des Werkkanals längs desselben und sind zum Teil auf hölzernen Doppelgestängen, zum Teil auf eisernen Gittermasten montiert. 12 km von dem Werke entfernt befindet sich bei dem Orte Luterbach eine Transformatorenstelle, von wo eine Hauptleitung nach dem Kanton Solothurn (11000 Volt), eine zweite über das Gebirge nach den Vororten von Basel (25000 Volt) führt. Bei der Betriebseröffnung 1904 war bereits fast die ganze Kraft, welche die damals aufgestellten drei Aggregate zu liefern vermögen, verkauft. In der Nähe des Krafthauses sind eine Anzahl anmutiger Beamten-Wohnhäuser errichtet (vergl. Taf. XXIII, Fig. 4).

[4]) Die ganze elektrische Einrichtung ist von der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co. geliefert.

§ 13. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk Beznau a. d. Aare (Schweiz) der E.-A.-G. Brown, Boveri & Co. (Baden). Hierzu Taf. XXIV u. XXV [1].

Ungefähr 7 km oberhalb der Einmündung in den Rhein ist die Aare durch ein grosses **Schützenwehr** mit 7 gleichen Öffnungen gestaut (vergl. Taf. XXV, Fig. 1 u. 2). Jede Öffnung hat eine lichte Weite von rd. 15,0 m. Jede Schützentafel hatte ursprünglich eine Höhe von 5,3 m, welche aber nachträglich auf 6,3 m erhöht wurde. Die Wassermenge der Aare, nachdem sie die Reuss und den Limmat aufgenommen hat, steigt bis zu 3000 cbm/sek. und soll selten unter 180 cbm/sek. fallen. Für die Zwecke des Kraftwerkes können bis zu rd. 300 cbm/sek. entnommen werden. Die Pfeiler sind ebenso wie der ganze Wehrkörper auf verlorenen Caissons mittelst Druckluftgründung 6,0 bis 7,0 m unter der Flussohle gegründet [2]. Die Schützentafeln bestehen aus eisernen Gitterträgern, welche zur Abdichtung mit einer vorderen Blechwand bekleidet sind. Jede Schützentafel ist an 4 Gallschen Ketten aufgehängt und ihr Gewicht ist durch grosse mit Beton ausgegossene Kastenträger ausbalanciert. Die Führung und Dichtung der Schützentafeln in und vor den Falzen ist nach dem System Stoney ähnlich wie bei der Schützenanlage Chèvres ausgebildet [3]) (vergl. Kap. III, 3 Schützen und Taf. LV, Fig. 12).

An dem nach dem Werkkanal zu gelegenen Ende des Wehres befindet sich eine Fischleiter in üblicher Konstruktion. Eine besondere Flossgasse ist nicht vorhanden, da die Flösse bei gezogenen Schützen durch jede Öffnung hindurch können. Die Hebung der Schützen kann sowohl von Hand als auch mittelst eines Elektromotors erfolgen, welcher auf einem Gleise an jede Schütze herangefahren und mit ihrem Getriebe gekuppelt werden kann.

Die Flussohle soll unterhalb des Wehrkörpers auf 20,0 bis 30,0 m mit einer Pflasterung aus grossen Steinen gesichert sein. Die Ufer sind auf einer Länge von mehr als 100 m abwärts vom Wehre mit Steinschüttungen befestigt. Die ganze Wehranlage ist in der verhältnismässig kurzen Zeit von 2 Jahren (Herbst 1900 bis Herbst 1902) ausgeführt.

Der **Einlauf** befindet sich am rechten Aareufer. Die Krone der Einlaufschwelle, welche von einer ebenfalls mittelst Pressluft fundierten Grundmauer aus Beton gebildet wird, soll nach mündlichen Angaben etwa 1,0 m über Flussohle liegen. Durch 15 Schützenöffnungen von je 3,75 m Weite — von Mitte zu Mitte der eisernen Gitterböcke — kann der Zufluss reguliert und der Werkkanal abgeschlossen werden. In der Regel sollen die Unterkanten der Schützen immer noch eintauchen, damit im Flusse treibende Körper möglichst von dem Kanal abgehalten werden. Die Querschnittsberechnung der Schützenöffnungen soll so erfolgt sein, dass die Geschwindigkeit des eintretenden Wassers selbst noch bei 300 cbm/sek. nicht grösser als rd. 1,6 m wird. Auf diese Weise würden dann Trichterbildungen an den Schützen während des gewöhnlichen Betriebes nicht stattfinden und die treibenden Körper würden nicht unter die Schützen untertauchend hindurchkommen, wenn letztere noch 0,50 bis 0,60 m eintauchen. Die Sohle des Kanals soll hinter dem Regulierungswerk auf rd. 30,0 m durch Beton- und Steinpackungen gesichert sein.

---

1) Die Abbildungen sind einer Broschüre der genannten Firma entnommen.

2) Ausgeführt von Conrad Zschokke in Aarau vergl. S. 25.

3) Die Schützen mit allem Zubehör sind von der Konstruktionswerkstatt Dottingen (Conrad Zschokke) geliefert.

Der **Werkkanal** ist etwa 1200,0 m lang; er schneidet eine grosse Schleife der Aare ab und führt fast geradlinig auf das Krafthaus zu, welches hart am Flusse liegt. Durch das Wehr und den Kanal soll ein Nutzgefälle von etwa 2,75 bis 6,0 m gewonnen werden. Der wasserberührte Querschnitt des Werkkanals liegt überall im Einschnitt. Über dem normalen Wasserspiegel liegen die Kanalböschungen zum Teil im Auftrag. Die Krone der Dämme liegt überall hochwasserfrei; ihre Böschungen sind bis etwa 50 cm über dem höchsten und bis 50 cm unter dem niedrigsten Wasserspiegel, zum Teil mit Beton, zum Teil mit Steinschlag befestigt. Die Sohle soll nach mündlichen Angaben mit einer Decklage von grobem Kies gesichert sein.

Das **Krafthaus** liegt spitzwinklig zur Kanalachse (vergl. Taf. XXIV, Fig. 2). Am unteren Ende des Krafthauses nach dem Flusse zu ist eine Schleuse für Nachen und ein Grundablass angelegt. Infolge der Lage des Krafthauses entsteht stets und besonders bei geöffneten Grundablasschützen ein Strom längs des Rechens, welcher schwimmendes Stückeis wohl wirksam nach dem Grundablass zu führen könnte, wenn nicht die Rechenfläche durch die Anlage von vier massiven Treppen unterbrochen wäre, sodass in den toten Ecken dieser Treppen sich das Eis festsetzen kann.

Die Nachenschleuse, der Grundablass und die Ufer des Grundablasskanals bis zum Fluss sind auf verlorenen gemauerten Caissons gleichfalls mit Druckluft gegründet.

Der Rechen steht auf einer Betonplatte, deren Oberkante etwa in gleicher Höhe mit der Sohle des Vorbeckens liegt. Auf diese Weise kann bei starkem Wasserverbrauch auch gröberes Geschiebe leicht mit durch den Rechen und in die Turbinen gelangen, — ganz zu schweigen von den Sinkstoffen — soweit es überhaupt über die 110 m hohe Einlaufschwelle hinweg in den Werkkanal zu gelangen vermag. Die aus Flacheisenstäben mit 28 mm lichtem Abstand gebildeten Rechentafeln sind gegen die Wagerechte um etwa 45° geneigt und werden durch Gitterböcke gestützt. Die Bedienungsbrücke des Rechens ist rd. 2,0 m breit, ihr Bohlenbelag ruht auf Walzträgern, welche zwischen den Wänden der Turbinenkammern gestreckt sind und die letzteren auf diese Weise wirksam gegeneinander verankern. Unter der erwähnten Bedienungsbrücke liegen doppelte Dammbalkenschlitze, mit Hilfe deren notfalls die Schützentafeln der Turbinenkammern trocken gelegt werden können (vergl. Taf. XXIV, Fig. 2).

In dem **Krafthause** sind 11 Turbinensätze von je 1000 bis 1100 PS_e bei 66,6 Uml./Min. und zwei kleinere Sätze von je 400 PS_e aufgestellt. Die kleineren Sätze sollen die Erregermaschinen, ferner eine zentrale Pressölanlage und eine zentrale Pumpenanlage zur Entleerung der Turbinenkammern antreiben. Um die elektrischen Maschinen und den Kabelkanal hochwasserfrei legen zu können, musste man bei den gegebenen Schwankungen zwischen Ober- und Unterwasserspiegel im Krafthaus Turbinen mit stehender Welle wählen. Die **Turbinenkammern** für die grossen Turbinen haben eine lichte Weite von 6,0 m, diejenigen für die zwei kleinen Turbinen eine solche von 3,0 m (vergl. Taf. XXIV, Fig. 1). Bemerkenswert sind die Vorrichtungen, durch welche es ermöglicht ist, die Turbinenkammern zur Beseitigung kleinerer Defekte schnell trocken zu legen. Da von vornherein damit zu rechnen war, dass man unter Umständen alle 11 grossen Turbinen gleichzeitig laufen lassen musste — die Unterbringung der ganzen Kraft schien von vornherein gesichert und auch für die unständige Kraft stand Verwendung in Aussicht — so war es wesentlich, die Ausführung kleinerer Reparaturen an einer Turbine mit möglichst geringem Zeitverlust zu ermöglichen. Es können deshalb die Turbinenkammern von oben durch je eine kastenförmige, eiserne Schützentafel verschlossen werden, deren Auf- und Abwärtsbewegung durch eine starke Kolbenstange betätigt wird. Der Kolben dieser Stange bewegt sich in einem Pressölzylinder

mit 30 Atmosphären Druck. Auf diese Weise ist es möglich, in ganz kurzer Zeit eine Turbinenkammer zu schliessen. Nach dem Unterwasser zu springen die Wände der Turbinenkammern etwas über die aufgehende Wand des Krafthauses vor, tragen eine Bedienungsbrücke und sind mit zwei breiten Falzen versehen. Der unmittelbar an der Turbinenkammer liegende Falz ist zur Aufnahme einer kastenförmigen eisernen Schützentafel bestimmt, welche mittelst einer Laufkatze verlängs des ganzen Krafthauses bewegt werden kann und daher für den Abschluss jeder beliebigen Turbinenkammer verwendbar ist. Mit Hilfe von Flaschenzügen kann jede dieser Schützentafeln — 1904 waren 3 vorhanden — gehoben und gesenkt werden. Die zweiten Falze dienen zur Aufnahme von Dammbalken, um notfalls eine festgeklemmte eiserne Schützentafel trocken legen zu können. Eine gemeinschaftliche Saugrohrleitung geht durch alle Turbinenkammern hindurch und jede einzelne Kammer für sich kann an diese Leitung durch Öffnung eines Schiebers angeschlossen werden. Sobald nun die beiden eisernen Tafeln den Abschluss einer Kammer bewerkstelligt haben, ist mit Hilfe der zentralen Pumpenanlage eine Turbinenkammer schnellstens geleert. Wegen der erwähnten eisernen Schützentafeln vergl. Kap. III, § 3, Schützen, woselbst auch eine Abb. derselben gegeben ist.

Jede grosse Turbine[4]) hat drei Laufräder übereinander, von denen das unterste und oberste nach unten, das mittlere nach oben ausgiessen. Der Nabenteller des mittleren Laufrades dient zur teilweisen Ausbalancierung der rotierenden Gewichte. Die Leitschaufeln sind nach dem System Schaad ausgeführt (vergl. die Einzelheiten der Turbinen auf Taf. LXIII, Fig. 1 bis 3).

Die Leitschaufeln sind gleichsam gespalten, und es werden die äusseren um Bolzen drehbaren Teile gegen die festen verdreht und verändern dadurch die Eintrittsquerschnitte. Die beweglichen Teile der Leitschaufeln sind durch Lenker an die hohlen gusseisernen Regulierringe, die auf Kugeln gelagert sind, angeschlossen und werden gemeinsam durch eine lotrechte Regulierwelle verdreht. Die Turbinenwelle ist in drei Halslagern gelagert und durch ein Ringspurlager gestützt, welches mit Drucköl von 30 Atm. Pressung gespeist wird. Das Ringspurlager ruht auf einem gewölbten Deckel, der eine Montageöffnung in dem Betonboden verdeckt. Mit Hilfe des Laufkrans können durch die Montageöffnungen alle Turbinenteile auf den Maschinenflur gehoben und wieder an Ort und Stelle gebracht werden.

Da, wie gesagt, das Krafthaus unmittelbar am Flusse liegt, so münden die Turbinenkanäle auch direkt in denselben aus.

Der **Maschinensaal** hat eine lichte Länge von 100,25 m und eine Breite von 11,55 m, sodass bei 12000 PS_e installierter Leistung rd. 9,65 qm pro 100 installierte PS_e zur Verfügung stehen. Bemerkenswert in der Anlage ist noch der **Kabelkanal.** Derselbe liegt unter dem Maschinenflur an der flusseitigen Wand, ist etwa 2,20 m breit und 2,0 m hoch und durch grosse Fenster von aussen direkt beleuchtet.

Die mit den Turbinen gekuppelten **Dreiphasen-Wechselstromgeneratoren**[5]) (vergl. Taf. XXIV, Fig. 4) erzeugen den Strom mit 8000 Volt und 50 Per/sek. In einem grossen Anbau am flussaufwärts gelegenen Ende des Krafthauses ist die gesamte Schaltanlage untergebracht. (Näheres vergl. Kap. III, 6 B. Elektrischer Teil der Krafthäuser und Taf. LXXVIII, Fig. 1 u. 2.)

Im Kellergeschoss stehen die Transformatoren, welche die Spannung eines Teils des erzeugten Stromes von 8000 auf 25000 Volt bringen sollen. In dem Raume zur ebenen Erde sind die 8000 Volt Apparate auf speziellen Gerüsten angeordnet. Nachdem die Leitungen dort die Ausschalter passiert haben, gehen sie zu einem in dem Raum dahinter aufgestellten Sammelschienengerüst, von wo aus sie in die obere Etage und je nachdem zu einem für die abgehenden 8000 Volt Fernleitungen bestimmten Gerüst oder aber zum Niederspannungsgerüst der Transformatoren gelangen. Von diesem letzteren

[4]) Die Turbinen sind von Theodor Bell & Co. in Kriens (Schweiz) geliefert.

[5]) Die ganze elektrische Anlage ist von der A.-G. Brown. Boveri & Co., Baden (Schweiz) geliefert.

Gerüst gehen die Leitungen nach unten zur Sekundärseite der Transformatoren und führen dann von der Primärseite aus wieder nach oben zu den Gerüsten für die 25000 Volt Fernleitungen.

In der ersten Etage befinden sich der Schalttisch und die Schalttafel, in der obersten Etage die Blitzschutzvorrichtungen.

Die Fernleitungen nach den näher gelegenen Orten, wie z. B. nach Baden, woselbst sich die Werkstätten der A. G. Brown Boveri & Cie. befinden, haben 8000 Volt Spannung. Ende 1904 waren ausserdem bereits drei grosse Fernleitungen mit 25000 Volt Spannung ausgeführt und zwar eine nach Rheinfelden (ca. 46 km), bestehend aus drei Drähten von je 7 mm Dm., eine zweite von etwa 34 km nach Entfelden, bestehend aus je drei Drähten von 8 mm und schliesslich eine dritte Doppelleitung nach Seebach von rd. 35 km Länge, bestehend aus drei Drähten von je 8 mm Dm. Von der letztgenannten Leitung zweigt unter anderen eine Leitung nach Zürich ab.

---

§ 14. Das Kanderwerk bei Spiez am Thuner See.

Hierzu Tafel XXV und XXVI[1]).

Das bezeichnete Werk ist wasserbautechnisch besonders deshalb für uns interessant, weil es ein Beispiel dafür bietet, wie bei günstiger Örtlichkeit durch einen verhältnismässig kleinen Stauweiher der wirtschaftliche Wert der Gesamtanlage erheblich verbessert werden kann. Elektrisch hat das Werk insofern besonderes Interesse erweckt, als es den Dreiphasen-Drehstrom liefert für die elektrische Vollbahn-Anlage zwischen Thun und Burgdorf, welche als die erste in Europa mit hochgespanntem Wechselstrom bereits 1899 betrieben wurde. Das Werk ist seit 1903 mit dem Elektrizitätswerk Hagneck zu der „Vereinigte Kander & Hagneck-Werke, Akt.-Ges." in Bern vereinigt. Ein ungefähres Bild der Örtlichkeit gibt Taf. XXV, Fig. 3. Die Kander hat sehr schwankende sekl. Wassermengen und starke Geschiebe-Führung. Die für Kraftzwecke verfügbare Wassermenge kann im Winter auf 2 cbm/sek. und darunter fallen, dagegen sollen während 8 bis 9 Monaten immer ca. 6 cbm/sek. zur Verfügung stehen. Sehr günstig für den Wert der Wasserkraft waren: 1. das grosse Gefälle zwischen Kander und Thuner-See bei verhältnismässig geringer Entfernung zwischen beiden in der Luftlinie, 2. die verhältnismässig geringen Schwankungen im Unterwasser-Spiegel (Thuner-See) und schliesslich 3. die schon erwähnte Möglichkeit, auf der Höhe, etwa 65,0 m über dem Krafthause, und auf dem direkten Wege, welchen Kanal und Druckrohr zu nehmen hatten, noch nicht 0,9 km von dem Krafthause entfernt, ohne grosse Kosten einen Stauweiher von 170000—200000 cbm Inhalt anlegen zu können.

Das **Wehr** ist etwa 1 km oberhalb der Spiezwiler Brücke eingebaut. Es ist nach einer gelegentlich der Besichtigung des Werkes vorgenommenen Schätzung etwa 34,0 m lang und besteht aus einem festen Überfallwehr am linken Ufer und einem Klappenwehr am rechten (vergl. Taf. XXVI, Fig. 1 und 2). Der Körper des festen Überfallwehres sowohl wie der massive Unterbau des Klappenwehres sind aus Beton hergestellt und nach mündlichen Angaben auf Pfählen, beziehungsweise zwischen Spundwänden gegründet. Sowohl an das feste als an das Klappenwehr schliesst sich eine durch starke Rundhölzer befestigte Sturzbettstufe an. Darauf folgt ein etwa 20,0 m langes Sturzbett in Pflasterung aus grossen Steinen, welche mit Zement vergossen sind. Das Klappenwehr besteht aus 7 Klappen von je rd. 2,0 m Länge und 0,60 m Höhe und einer am

---

[1]) Die Abbildungen sind z. T. der Elektrotechnischen Zeitschrift 1900, Heft 44 (Aufsatz von Prof. Dr. H. Rupp) entnommen und z. T. nach Handskizzen des Verfassers und nach Zeichnungen der Turbinenfirma angefertigt.

rechten Ufer befindlichen grösseren Klappe von etwa 3,0 m Länge und rd. 1,60 m Höhe. Die grosse Klappe ist aus Eisen.

Vom rechten zum linken Ufer führt ein beiderseits verankertes Tragseil, an welchem ein einfacher Tragkorb zur Aufnahme von 1 bis 2 Personen auf Rollen schwebt. Durch ein Führungsseil kann sich der Wärter, wenn er im Korbe steht, selbst hin- und zurückziehen und durch einen Flaschenzug, welcher am Tragseil gleichfalls bewegt werden kann, ist der Wärter imstande, die sieben kleinen Klappen niederzulegen und aufzurichten. Wenn die kleinen Klappen aufgerichtet sind, strömt das ganze freie Wasser durch die letzte grosse Klappenöffnung, sodass hier die Aufrichtung der Klappe grössere Kräfte erfordert. Deshalb ist für diesen Zweck auf der rechten Ufermauer eine Winde-Vorrichtung aufgestellt und verankert. Das Aufrichten der kleinen Klappen kann bei N.W. übrigens auch vom Sturzbett aus mit der Hand geschehen, was auch angeblich der Einfachheit wegen meistens gemacht werden soll.

Die Ufer der Kander sind vom Wehr abwärts auf der linken Seite in Länge des Sturzbettes mit einer im Verband ausgeführten Steinpackung und darüber hinaus mit Steinpflasterung befestigt. Das rechte Ufer bilden an und bei dem Wehr die Beton-Mauer des Einlaufs und ihre Verlängerungen. Daran schliessen sich dann die Böschungen des regulierten Flusses an, welche gleichfalls mit Steinpflasterung gesichert sind.

Die Sohle des **Einlaufes** liegt etwas höher als die Schwelle der grossen Klappe, um den Eintritt von Geschiebe in den Kanal zu verhindern. Durch drei Schützen-Öffnungen ist der Einlauf absperrbar. Die massiven Mauern, welche den Einlauf einfassen, liegen mit der Krone hochwasserfrei, und die Vorderfläche über den beweglichen Schützentafeln ist mit einer dichtschliessenden Bohlenwand abgeschlossen, sodass das Hochwasser vom Kanal abgehalten werden kann. Jede Öffnung ist durch zwei über- und in parallelen Ebenen hintereinander angeordneten Tafeln regulierbar. Die Höhe der unteren Tafel ist etwa 0,60 m, diejenige der oberen etwa 1,0 m. Bei Hochwasser, wenn der Fluss viel Geschiebe führt, ist nur die obere Schützentafel gezogen, während man bei N.W. nur die untere zu ziehen braucht und das Wasser dann, unter die obere Tafel untertauchend, in den Kanal eintritt. Auf diese Weise kann die obere Tafel grössere Schwimmkörper von dem Eintritt in den Kanal abhalten. Vor den Schützen ist ein vertikaler Rechen aufgestellt. Hinter dem Einlauf schliesst sich ein kleines Kiesbecken mit vertiefter Sohle und Spülschütz an.

Der Zufluss zum **Werkkanal** wird durch hölzerne Schützen geregelt, welche am Ende des Kiesbeckens eingebaut sind. Die offene rd. 680,0 m lange Kanalstrecke hat ca. 1,0 m Sohlenbreite, 1,50 m normale Wassertiefe und 1,5fache mit Steinpflasterung befestigte Böschungen. Das Sohlen-Gefälle beträgt etwa 6 ‰.

Vor dem Eingang zum Stollen ist ein ca. 24,0 m langer **Überlauf** am linken Ufer angelegt (vergl. Taf. XXVI, Fig. 3), von dem aus das Wasser in einen kaskadenförmig zur Kander abfallenden Überlauf-Kanal stürzt. In der Krone des Überfalles sind vertikale I-Eisen eingelassen, um durch Vorsetzen von Bohlen den Wasserspiegel im Bedarfsfalle erhöhen zu können. Diese I-Eisen tragen ausserdem eine Bedienungsbrücke, welche den Zugang zum Wehre vermittelt. Durch Vertiefung der Sohle und Erweiterung des Profils ist vor dem Rechen ein kleines Ablagerungsbecken gebildet. Durch einen Grund-Ablass (a) kann das Becken gespült werden. Ein schräg gestellter Feinrechen mit 20 mm lichter Weite zwischen den Stäben soll Schwimmkörper (besonders Laub) zurückhalten. Zur Abführung von Stückeis ist in der linken Ufer-Mauer eine Eisschütze (b) angelegt. Der Einlauf zum Stollen selbst ist durch Schützen abschliessbar. Der Rechen und der Raum über dem Stolleneinlauf sind durch ein Holzhäuschen überdeckt, dessen Fussboden ein Bohlenbelag auf Holzbalken bildet. Dieser Fussboden ist zu gleicher Zeit die Bedienungsbrücke für den Rechen und die erwähnten Schützen. Das Häuschen, welches mit einem eisernen Ofen geheizt werden kann, soll dem Wehrwärter, der auch den Rechen und die Schützen zu bedienen hat, Schutz bei schlechtem Wetter

oder grosser Kälte bieten. Auch die Bildung von Eis zwischen den Rechenstäben bei strengem Frost kann durch die Heizung des Häuschens verhindert werden.

Der Stollen, dessen Querschnitt, wie derjenige des offenen Kanals für 6 cbm/sek. berechnet sein soll, hat eine Länge von rd. 860,0 m. An seiner Ausmündung liegt ein Luftschacht, in welchem der Stollen in die eiserne Rohrstrecke von 1800 mm Dm. übergeht. Letztere führt in der Sohle des Stauweihers, denselben in einer Länge von 225,0 m dückerartig durchquerend, zu der Druckkammer.

Der **Stau-Weiher** liegt an der Stelle eines Moos, d. h. einer torfigen Wiese, welche ausgegraben und mit Erddämmen eingefasst worden ist. Letztere ruhen grösstenteils bereits auf festem Grunde. Die Sohle des Weihers war wegen des torfigen Untergrundes ohne künstliche Mittel dicht, sodass auch in dieser Beziehung die Örtlichkeit die Anlegung des Weihers sehr begünstigte.

Aus jeder Hälfte der zweiteiligen **Druckkammer** mündet ein Druckrohr von 1600 mm innerem Dm. aus. In der Trennungswand der beiden Kammern liegt ein Rohr mit Schieber, sodass die beiden Kammern beliebig voneinander getrennt oder in Verbindung gesetzt werden können. Ist der Zufluss grösser als der Bedarf in dem Krafthause, so findet eine Aufspeicherung statt, indem das Wasser aus der Kammer in den Weiher tritt und denselben allmählich auffüllt. Im umgekehrten Falle ergänzt das Wasser des Weihers den direkten Zufluss (vergl. Taf. XXVI, Fig. 4a und b). Der Weiher besteht aus zwei getrennten Staubecken, einem kleineren, durch einen Damm ganz von dem grossen getrennten, und dem grossen Becken. Wenn in den schwach belasteten und betriebsfreien Stunden nur wenig Wasser zur Aufspeicherung übrig ist oder wenn der Bedarf an Zusatzwasser aus dem Weiher sich nur auf kurze Zeit beschränkt, so kann es vorteilhaft sein, die Aufspeicherung in dem kleinen Becken vorzunehmen, weil die Verluste durch Versickerung, Verdunstung und besonders durch Eisbildung kleiner sind und weil man den Spiegel im kleinen Becken schneller heben und deshalb das Wasser mit durchschnittlich höherem Druck ausnutzen kann.

Das nutzbare Gefälle von der Druckkammer bis zum Seespiegel beträgt durchschnittlich 64,0 m nach Abzug der Reibungsverluste im Druckrohr. Es lassen sich demnach mit rd. 5,62 cbm eine PS_e-Stunde und mit einem Weiherinhalt von 170000 cbm rd. 30250 PS_e-St. leisten. Wenn man z. B. während 18 Stunden 1 cbm/sek. aufspeichert, so würden für die 6 Stunden des starken Lichtbedarfs 64800 cbm oder rd. 11500 PS_e-St. mehr zur Verfügung stehen und man könnte während der 6 Stunden durchschnittlich rd. 1920 PS_e mehr leisten.

Es sind zwei **Druckrohre** verlegt von je 1600 mm lichtem Dm., also je 2,01 qm Querschnitt, sodass bei 6 cbm/sek. die Geschwindigkeit etwa 1,5 m, bei 9 cbm/sek. etwa 2,24 m beträgt. Auf den ersten 400,0 m schmiegen sich die Rohre dem nach dem See zu mässig geneigtem Terrain an, um von da ab ziemlich steil bis zu dem ca. 375,0 m entfernten Krafthause abzufallen. An dem Knickpunkte ist ein gemauertes kreisrundes Reservoir von schätzungsweise 7,0 bis 8,0 m Dm. errichtet (vergl. Taf. XXV, Fig. 3), auf welchem sich ein eisernes, oben offenes Rohr von ungefähr demselben Dm. bis über die Höhe des Wasserspiegels im Weiher erhebt und in dieser Höhe mit einem Überfall versehen ist. Hierdurch werden Wasserschläge in den Druckrohren auf ein ungefährliches Mass beschränkt. Die genieteten Rohre sind aus Flusseisen hergestellt und in Längen von 6,0 m durch Flanschen verbunden. Da die Rohrleitungen fast ganz unterirdisch verlaufen, waren besondere Dilatations-Vorrichtungen nicht erforderlich. Die Rohre gehen um die Südseite des Krafthauses in Krümmern herum und sind dann parallel zur Längswand auf den vorspringenden Pfeilern der Turbinen-Kanäle neben-

einander gelegt und am Ende durch einen Krümmer miteinander verbunden. Der horizontale Schub im Krümmer wird durch den Endpfeiler und die Flanschenbolzen aufgenommen. Jedes Druckrohr kann unabhängig von dem anderen abgesperrt und ausser Betrieb gesetzt werden.

Der Maschinensaal des **Krafthauses** ist 33,0 m lang, 11,5 m breit und bis zur Kranbahn-Oberkante 7,40 m hoch. Er ist eingerichtet zur Aufnahme von 6 Turbinen[2]) von je 900 PS_e bei 300 Uml./Min. und zwei kleinen Erregerturbinen von je 20 PS_e bei 850 Uml./Min. Es kommen also auf 100 PS_e der installierten Hauptturbinen rd. 7,39 qm Bodenfläche.

Die grossen Turbinen schlucken bei einem Gefälle von 65,0 m 1300 l, bei 60,0 m 1475 l, die kleinen Turbinen bei 61,0 m Gefälle zwischen den Wasserspiegeln 34 l. Die Turbinen werden als **Girard-Turbinen** bezeichnet. Sie haben partielle innere radiale Beaufschlagung und horizontale Welle. Dem Laufrad wird das Wasser durch 3 × 4 Leit-Zellen zugeführt. Es giesst in ein hosenförmiges Gehäuse aus, welches sich unten zu einem Saugrohre vereinigt und in einem flachen, viereckigen Kanal in den See resp. in den kurzen Turbinenkanal ausmündet. Um die Saugwirkung zu gewährleisten, musste der Saugkanal unter dem niedrigsten Seespiegel ausmünden und deshalb vom kreisrunden Querschnitt allmählich in ein flaches Rechteck übergehen. Die Reglung der Turbinen erfolgt selbstwirkend mittelst eines zwischen Laufrad und Leitzellen beweglichen Spaltschiebers, welcher von einem Servomotor betätigt wird. Zur Sicherung gegen Wasserschläge in den Druckrohren ist mit der Reglung zwangläufig ein Sicherheitsventil verbunden, welches, wenn die Schieber geschlossen werden, ein Abflussrohr aus dem Gehäuse öffnet. Das Abflussrohr wird sofort nach der Öffnung langsam selbstwirkend wieder geschlossen, so dass eine Wasservergeudung vermieden wird. Da das Laufrad der Girard-Turbine nicht in das Unterwasser tauchen darf, so ist eine Einrichtung mit Schwimmer und Luftventil getroffen, durch welche selbstwirkend Luft ins Gehäuse geführt wird, sobald der Saugwasserspiegel einen gewissen Stand überschritten hat.

Die kleinen Erregerturbinen, welche unter der Bedienungsbrücke des Hauptschaltbrettes aufgestellt sind, erhalten ihr Wasser durch Druckrohre von 250 mm Dm., welche direckt vom Hauptdruckrohr abzweigen. Sie giessen in ein eisernes Rohr aus, welches in einen Turbinenkanal vertikal ausmündet und unter den niedrigsten Wasserspiegel eintaucht.

Die 16 poligen **Dreiphasengeneratoren**[3]) mit festem Anker sind mit den Turbinenwellen durch Flanschenkuppelung verbunden. Sie leisten 620 KW bei 4000 V. verketteter Spannung und 40 Per./sek. Der maximale Spannungsfall beträgt bei 165 Amp. und 4000 V. induktiver Belastung 18 %. Wenn ein Generator seine volle Leistung ausschliesslich auf das einphasige Beleuchtungsnetz abzugeben hat, so kann er als Einphasengenerator bei 4000 V. ebenfalls 620 KW liefern. Dabei beträgt der Spannungsabfall bei induktionsloser Belastung 9,1 %.

Jeder Generator trägt auf seiner Welle fliegend eine vierpolige Gleichstromerregermaschine von 12 KW bei 60 V., deren Magnetgestell auf einem am Lagerbocke angebolzten konsolenartigen Anbau ruht. Alle mit den Generatoren gekuppelten Erregermaschinen erhalten ihre Magneterregung von zwei Gleichstrommaschinen von 14 KW bei 125 V., welche durch die erwähnten kleinen Turbinen angetrieben werden. Diese Einrichtung, welche bei den von der liefernden Elektrizitätsfirma eingerichteten Werken meistens verwendet worden ist, erleichtert die Reglung auf konstante Spannung der Wechselstrommaschinen, da die Erregung unabhängig von den Schwankungen in der Tourenzahl der Hauptturbinen ist. Die Reglung der Klemmenspannung der Generatoren wird ausschliesslich mit Hilfe des sekundären Erregerstromes vollzogen und kann sowohl für jede einzelne Maschine als auch gruppenweise oder

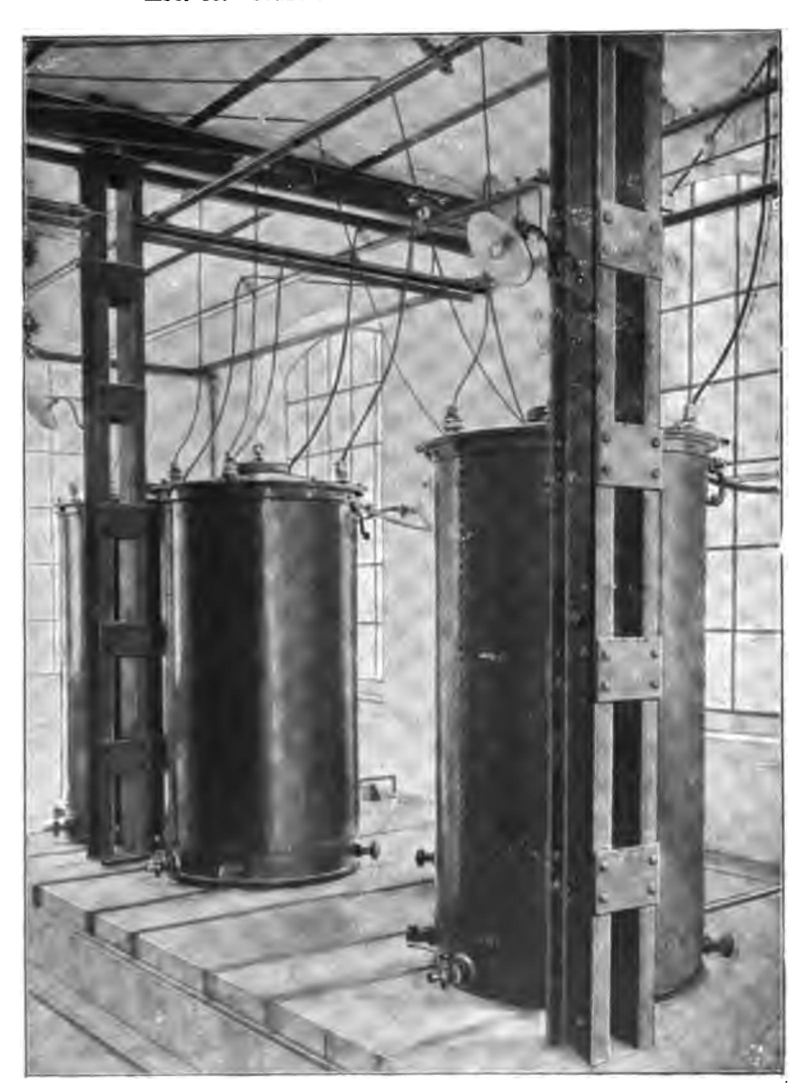
[2]) Geliefert von der A.-G. der Maschinenfabriken von Escher, Wyss & Co. in Zürich.

[3]) Die ganze elektrische Einrichtung ist von der A.-G. Brown, Boveri & Co. geliefert.

gemeinsam für alle erfolgen. Als ein weiterer Vorteil dieses Systems wird auch bezeichnet, dass, da die sekundären Erregermaschinen nur ca. 6 Amp. zu liefern haben, die zugehörigen Apparate (Regulierwiderstände etc.) nur klein zu sein brauchen.

Alle Kabel der Maschinen gehen in einem geräumigen **Kabelkanal**, welcher unter dem ganzen Maschinenhause entlang läuft, bis zu dem Schaltraum und biegen hier rechtwinklig in einen anderen Kabelkanal ein, welcher sich unter dem Schaltraum befindet und von dem aus die Kabel in die obere Etage aufsteigen (vergl. Taf. XXVI, Fig. 6 und 8). Wie immer, befinden sich auch hier an der Schalttafel, welche von einer durch Treppen zugänglichen, etwa 3,0 m über den Flur liegenden Brücke aus bedient wird, nur Apparate mit niedriger Spannung bezw. stromlose Hebel.


Abb. 83. Transformatorenraum des Kanderwerks.

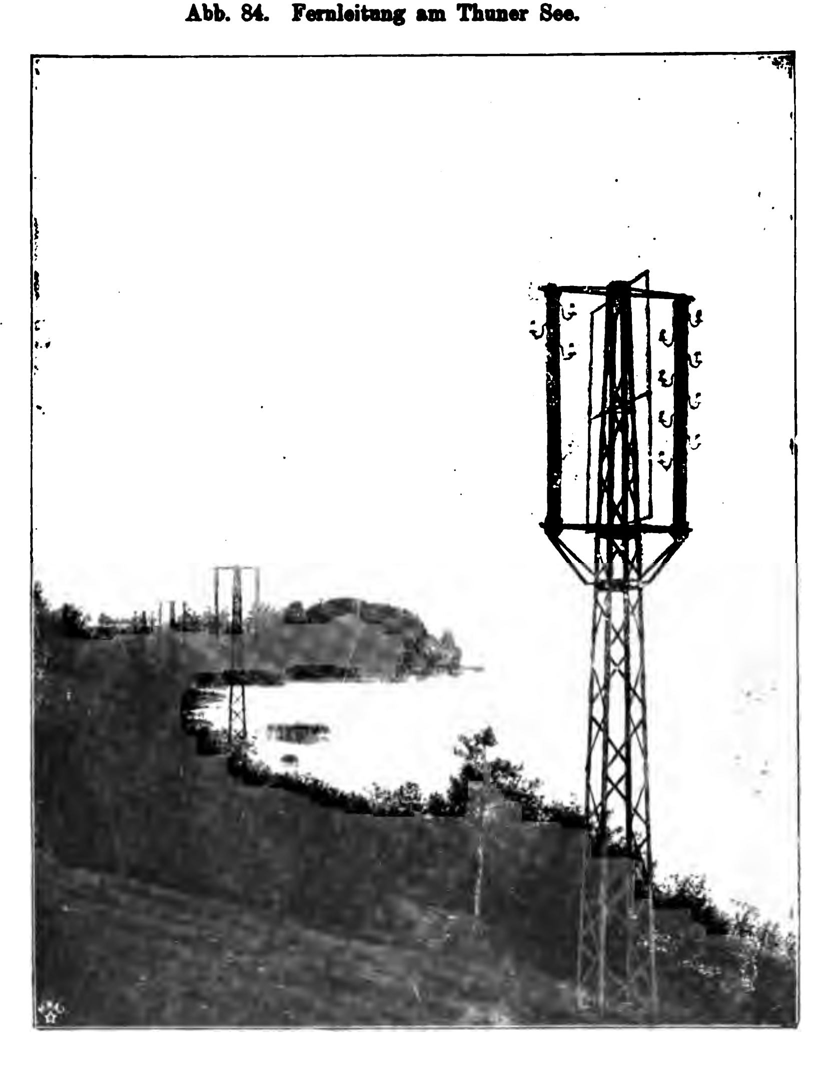


Die Schalträume, der Transformatorenraum, eine Montagehalle und eine Werkstatt sind in einem Anbau an den Maschinensaal untergebracht (vergl. Taf. XXV, Fig. 4 u. Taf. XXVI, Fig. 5). Der Schaltraum in Höhe des Maschinenflures hat eine Grundfläche von 4,5 auf 15,0 m. Der Transformatorenraum, welcher sich an diesen Schaltraum anschliesst, ist rd. 9,0 m breit und 11,50 lang. Er ist durch eine Wand von dem in der Verlängerung liegenden, und mit einem 6 t-Kran bestrichenen Montageraum, dessen Breite ebenfalls 9,0 m und dessen Länge rd. 4,0 m beträgt, getrennt. Der Transformatorenraum ist ausreichend für 18 Öltransformatoren mit Wasserkühlung von je 300 KW-Leistung bei $\cos \varphi = 1$ und 16000 Volt Oberspannung, welche zu beiden Seiten einer in der Mitte laufenden Schiebebühne aufgestellt werden können (vergl. Abb. 83). Mit der Schiebebühne können die Transformatoren in den Montageraum zur Reparatur gefahren werden. Von dem Transformatorenraum führen die Hochspannungsleitungen durch die Decke zu dem

Transformatorenschaltraum. Über dem Montageraum liegt der Schaltraum für die Fernleitungen und über demselben in dem turmartigen Aufbau sind die Blitzschutzvorrichtungen etc. untergebracht (vergl. Taf. XXV, Fig. 4). Für die Schaltanlage stehen im ganzen etwa 310,5 qm Bodenfläche zur Verfügung, d. i. pro 100 installierte PS_e ca. 5,75 qm. Diese verhältnismässig grosse Fläche war begründet durch die Transformatorenanlage und ferner durch die Trennung der Fernleitungen in drei gesonderte Betriebe. Der reichliche Raum ist der Übersichtlichkeit jedenfalls sehr zu statten gekommen.

Zwei Systeme von Sammelschienen, welche die Bezeichnung „Ruhig" und „Unruhig" führen, gestatten, dass der Lichtbetrieb vom Kraftbetrieb getrennt wird. Diese Trennung war in diesem Falle — jedenfalls solange als der übrige Anschluss noch klein war und einen Ausgleich nicht zu bieten vermochte — nötig, weil von vornherein von dem Werke die bereits erwähnte elektrische Vollbahn Thun-Burgdorf gespeist werden musste, bei welcher naturgemäss sehr starke Schwankungen in der Stromabnahme stattfanden. Nach einigen näher gelegenen Ortschaften (Spiez, Faulenseebad etc.) wird der Strom ohne Transformierung mit der Spannung der Generatoren (4000 V.) geführt.

Abb. 84. Fernleitung am Thuner See.



Die Hochspannungsleitung mit 16000 V. führt nach Thun, von wo aus sie sich in eine Leitung nach Bern und in eine zweite nach Burgdorf gabelt. Die Hauptleitung bis Thun ruht auf Gittermasten, welche auf Auslegern zwei imprägnierte Rundhölzer tragen. An diesen sind die Isolatorenträger mit durchgehenden Bolzen befestigt. Die beiden Gruppen der Leitungen sind durch ein geerdetes Schutznetz voneinander getrennt, sodass Arbeiten an der einen Gruppe vorgenommen werden können, ohne gleichzeitig auch die andere ausser Betrieb setzen zu müssen (vergl. Abb. 84). Jeder Gittermast ist in einem Betonklotz fundiert.

Da der Lichtbetrieb eine grosse Rolle spielt und der Kraftstrom meistens nur

während der Tagesstunden abgenommen wird, so hat sich der Stauweiher bereits sehr bewährt, denn, wenn man nur mit 100000 cbm nutzbarer Füllung rechnet, kann aus demselben während 6 Stunden ein Zuschuss von 5 cbm/sek. entnommen werden, was bei wasserarmer Zeit eine Kraftvermehrung von 3200 PS$_e$ bedeutet. Der Wert des Weihers wird dadurch noch vermehrt, dass das Netz des Kanderwerkes mit dem des Elektrizitätswerkes Hagneck verbunden worden ist und dass, da letzteres bereits den grössten Teil seiner Kraft fest untergebracht hat, eine volle Ausnutzung der verfügbaren Wassermengen in der Kander, soweit es mit den vorhandenen baulichen und maschinellen Anlagen überhaupt möglich ist, erreicht werden kann. Über die Anlagekosten enthält die Tabelle I S. 245/246 eine Zahl und zwar für die Gesamtkosten des sogenannten wasserbaulichen Teiles. Bei dem Übergang des Kanderwerkes an die neue Gesellschaft wurde das gesamte Kanderwerk mit 4885000 Frs. in Ansatz gebracht, wovon auf Leitungsnetze und Transformatorenstationen rd. 1650000 Frs. entfielen.

---

§ 15. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Stadt Genf bei Chèvres an der Rhone. Hierzu Tafel XXVII und XXVIII[1]).

Vor Durchführung des grossen Sanierungswerkes der Stadt Genf hatten die Bewohner der tiefer gelegenen Teile oft durch die wechselnden Wasserstände und die zeitweiligen Überflutungen des Sees und der Rhone zu leiden, und das um so mehr, weil der See und der Fluss durch die Kloaken, welche direkt in sie ausmündeten, in gesundheitsgefährlicher Weise verunreinigt waren. Zahlreiche kleine Triebwerke hatten sich an der Rhone unterhalb der Ausmündung aus dem See systemlos angesiedelt und bildeten während mehr als zwei Jahrhunderten ein unüberwindliches Hindernis für eine Besserung der Zustände. Häufige Brände und die zeitweise Entwertung der kleinen Wasserkräfte durch die Entwicklung der Dampfmaschinen haben als wirksamste Bundesgenossen schliesslich die Verwaltung der Stadtgemeinde Genf in die Lage gebracht, sich in den Besitz aller Triebwerke bis zu dem etwa 800,0 m unterhalb des Ausflusses aus dem See gelegenen Orte Coulouvrenière zu setzen und ein grosszügiges Werk durchzuführen. Nach umfangreichen Projektierungsarbeiten begann die Stadt Genf 1883 mit der Ausführung. Für ihre Entwicklung ist das Werk von grösster Bedeutung geworden. Es hat den Ruf Genfs als einer in gesundheitlicher Beziehung auf der Höhe stehenden Fremdenstadt neu befestigt, und es hat der Klein- und Grossindustrie durch Lieferung billiger Kraft die Mittel zu neuem Aufschwung geboten. Seine drei Hauptteile waren:

1. Die Erbauung von zwei grossen Kanalisationssammlern längs beider Ufer des Sees und der Rhone bis unterhalb La Coulouvrenière.

2. Die Errichtung eines Stauwerkes daselbst zur Regelung des Seespiegels und Gewinnung einer grossen Wasserkraft.

3. Die Erbauung einer grossen Wasserkraftanlage zur Lieferung von Wasser für hygienische und Kraftzwecke und Verteilung derselben durch ein weitverzweigtes Rohrnetz.

Im Jahre 1886 konnte das Werk dem Betriebe übergeben werden.

Während im Jahre 1883 die Einnahme der Wasserwerke, welche die Stadt damals mittelst mehrerer kleiner Turbinen und mittelst Dampfbetrieb, 321527 Frs. betrug, — es waren nur 129 Motore

[1]) Die Abbildungen sind zum grössten Teile aus der Veröffentlichung der Stadt Genf: Usine de Chèvres. Travaux exécutés par la Ville de Genève de 1893—1899 sous la direction de Mons. Th. Turettini (vergl. auch S. 24 dieses Bandes) und zum kleineren Teil aus der Zeitschr. d. V. deutscher Ing. 1896, S. 1229 u. ff. (Aufsatz von J. Fr. Hey) entnommen.

mit zusammen 145 PS$_e$ angeschlossen — stiegen bis 1896 die Einnahmen auf 911577 Frs. und die Anzahl der Motore auf 333 mit 3136 PS$_e$.

Schon im Jahre 1892 hatte sich die dringende Notwendigkeit einer grösseren Erweiterung der Kraftanlage herausgestellt. Da inzwischen die Überlegenheit der Elektrizität für Licht- und Kraftverteilung sich bereits gezeigt hatte, gewann schliesslich unter anderen Projekten dasjenige die Oberhand, wonach die Stadt die Konzession zur Ausnutzung der Wasserkräfte der Rhone zwischen La Coulouvrenière und einer einige Kilometer unterhalb des Ortes Chèvres gelegenen Stelle zu erwerben und bei Chèvres, unmittelbar oberhalb einer alten Mühle, ein Kraftwerk zu errichten hatte, um die gewonnene Kraft in Form von elektrischer Energie nach Genf und den an der Rhone und den Seeufern in erreichbarer Entfernung liegenden Orten zu führen. Die Konzession wurde von der kantonalen Regierung im November 1892 auf 99 Jahre erteilt. Nach Ablauf der Konzession sollen die sämtlichen Anlagen, abgesehen von dem elektrischen Netz, dem Kanton unentgeltlich anheim fallen, wobei letzterer verpflichtet bleibt, die Hälfte der vorhandenen Kraft an die Stadt weiter zu liefern. Dem Kanton ist ausserdem eine gewisse Beteiligung gesichert von dem Betrage, welcher nach Abzug von 6 % für Verzinsung und Tilgung verbleibt [2]).

Eine besondere Anregung zur Beschleunigung der Ausführung bot die für 1896 in Genf projektierte schweizerische National-Ausstellung und tatsächlich ist es gelungen, von dem Werke bei Chèvres für die Ausstellung Licht und Kraft zu liefern.

Die Rhone macht unterhalb La Coulouvrenière viele Windungen und ist zwischen hohen und zum Teil dicht an den Fluss herantretenden, meist bewaldeten Hängen eingeschnitten. Nur an einzelnen Stellen flacht sich das Ufer ab und ist dann mit Wein bepflanzt oder sonst ackerbaulich ausgenutzt. Die Wassermenge der Rhone hatte vor der Errichtung des Stauwerkes bei La Coulouvrenière zwischen 50,0 und 520,0 cbm/sek. geschwankt. Die höchste bekannte H.W.-Menge soll 700 cbm/sek. betragen haben. Durch die Errichtung der Turbinenanlage und für Zwecke derselben konnte man die mirimalesekundliche Wassermenge auf 100,0 cbm/sek. erhöhen, und die grösste Differenz der Wasserspiegel im See auf 0,60 m ermässigen (vergl. auch S. 224). Ausser vielen kleinen Bächen ergiesst sich in die Rhone auf der Strecke bis Chèvres — etwa 2 km unterhalb des Ausflusses aus dem See, also etwa 1,2 km unterhalb der Turbinenanlage La Coulouvrenière — die Arve. Sie führt sehr schwankende Wassermengen und bei Hochwasser ungeheure Mengen von Geschiebe und Sinkstoffen mit sich (vergl. S. 129). Die geringste beobachtete Wassermenge beträgt 20,0 cbm/sek., die grösste 1136,0 cbm/sek. Durch die Anlagen bei La Coulouvrenière wurde es möglich, beim Hochwasser in der Arve das Wasser der Rhone soweit zurückzuhalten, als es nicht für den Betrieb des dortigen Werkes unbedingt gebraucht wurde. Man konnte deshalb bei Chèvres auf eine geringste Wassermenge von 120,0 cbm/sek. rechnen und bei Hochwasser in der Arve als Maximalzufluss der Rhone 92,0 cbm/sek. festsetzen, sodass sich für die Berechnung der Wehröffnungen bei Chèvres ein Maximum von $1136 + 92 = 1228{,}0$ cbm/sek. ergab. Gleichzeitig war aus den direkten Wassermengen-Messungen ermittelt, dass der Zuwachs der sekundlichen Wassermenge bei gewöhnlichem Hochwasser in 24 Stunden etwa 400,0 cbm/sek., beim höchsten Hochwasser

[2]) Bezüglich der neun kleinen Triebwerke, welche infolge der Anlage des Kraftwerkes Chèvres eingehen mussten, bestimmte Artikel III der Konzession: „La ville devra, dans le delai de deux années, s'engager à restituer aux usiniers riverains du Rhône, au fur et à mesure des besoins et sans aggravation de charges pour eux, la force hydraulique moyenne dont ils disposent actuellement et à leur payer des indemnités équitables en cas de chômage résultant de l'exécution des travaux. Ces indemnités seront fixées à dire d'experts et en cas de contestation ultérieure par les tribunaux compétants."

640,0 cbm/sek. betrug, was für die Feststellung der Zeit, während welcher alle Schützenöffnungen gehoben werden müssen, von Wichtigkeit war. Das Projekt, welches schliesslich zur Ausführung bestimmt wurde, sah ein Schützenwehr unmittelbar oberhalb der alten Mühle bei Chèvres vor, durch welches das N.W. des Winters von + 361,85 auf + 370,00, das normale Sommerwasser von + 364,25 auf + 368,60 gestaut werden sollte, durch welches sich aber beim höchsten H.W. in der Rhone nur ein Stau von 1,83 m ergab. Da das höchste Hochwasser, welches nur aus der Arve kommen kann, schnell verläuft und auch nur im Sommer vorkommt, so spielt es für die Bewertung der Kraftanlage keine erhebliche Rolle. Durch Einsetzen aller installierten Turbinen konnte man darauf rechnen, auch beim höchsten Hochwasser, d. h. wenn das Gefälle sich auf 1,83 m reduzierte, noch eine hinreichende Kraft für die Betriebe, welche keine Unterbrechung dulden, zu erzielen. Auf den Nutzeffekt kommt es selbstverständlich in solchen Fällen gar nicht an, da Wasser mehr als zuviel vorhanden ist.

Hiernach ergab sich als ein wichtiger Programmpunkt, dass in dem Kraftwerk Turbinen aufzustellen waren, welche beim höchsten Gefälle von 8,10 m 80 Touren machten und bei möglichst hohem Nutzeffekt 1200 PS_e ergaben, und welche bei 4,30 m Gefälle 800 PS_e bei der gleichen Umdrehungszahl lieferten, wobei dann allerdings der Nutzeffekt bis auf 50 % herabgehen konnte, da Wasser im Sommer reichlich zur Verfügung stand. Auf die Tourenzahl von 80 musste man Gewicht legen, um die elektrischen Generatoren noch direkt mit den Turbinen kuppeln zu können, ohne allzu grosse Dimensionen zu erhalten.

Die Gesamtanordnung der Anlage (vergl. Taf. XXVII, Fig. 1) besteht:

a) Aus einem Wehr von 75,0 m Länge zwischen dem linken Uferpfeiler und dem rechten Endpfeiler, eingeteilt durch je 3,0 m dicke Pfeiler in 6 Öffnungen à 10,0 m Lichtbreite;
b) aus der Trennungsmauer zwischen Rhone und Unterwasserkanal;
c) aus dem kurzen Einlaufbecken als Zuführungskanal;
d) aus dem Krafthause und
e) aus einer Verbindungsmauer zwischen dem rechten Wehrpfeiler und dem Krafthause.

Der Bauvorgang war der folgende:

1. Periode: Herstellung der Trennungsmauer (in Fig. 1 Taf. XXVII mit „Damm“ bezeichnet) zwischen Unterwasserkanal und Rhone; anschliessend daran Errichtung zweier Fangedämme quer herüber bis zum linken Ufer und die Fertigstellung des Wehres im Schutze dieser Fangedämme.
2. Periode: Beseitigung der Fangedämme ad 1 und Errichtung neuer Fangedämme von der Trennungsmauer zum rechten Ufer, um im Schutze derselben das Einlaufbecken, das Krafthaus und den Unterwasserkanal anzulegen.
3. Periode: Aufstellung der hydraulischen und elektrischen Maschinen und Verlegung der Fernleitung nach Genf.

Am 18. Januar 1893, einen Tag nach der definitiven Beschlussfassung des Gemeinderates, ist mit der Ausführung begonnen und bereits im Sommer 1896 ist Strom nach Genf zur Ausstellung geliefert.

Das Rhonebett besteht an der Wehrstelle aus Molasse und ist am rechten Ufer tiefer ausgewaschen als am linken, sodass bei niedrigem Wasser im Winter die Molasse des linken Ufers zutage trat. Den Querschnitt der in der ersten Bauperiode herzustellenden Trennmauer zeigt Taf. XXVII, Fig. 7.

Mit Rücksicht auf das niedrige Wasser während der Gründung dieser Mauer hat es genügt, zu jeder Seite der in die Molasse eingesprengten Baugrube eine leichte Schutzwand aus je einer hochkantig gestellten Bohle aufzustellen und sie mit etwas Ton, welcher sich am linken Ufer reichlich vorfand, dicht zu machen. Je nach der Beschaffenheit der Molasse musste man mehr oder weniger tief ausbrechen. Am unteren Ende befand sich eine schlechte Lage, sodass es dort ausnahmsweise nötig wurde, die Sohle der Baugrube bis auf 2,0 m unter Flussohle herabzutreiben. Das Fundament der Mauer ist hergestellt

aus Beton in einer Mischung von 250 kg hydraulischem Kalk auf 1 cbm Beton. Die aufgehende Mauer wurde mit einer Mischung von 200 kg gestampft und nur die Krone ist in einer Schicht von 0,14 bis 0,15 m in Portland-Zement mit einer Mischung von 300 kg hergestellt.

Das obere Ende dieser Trennungsmauer bildet zu gleicher Zeit den rechten Pfeiler des Wehres. Derselbe ist wegen seiner grösseren Beanspruchung in Portland-Zementbeton in einer Mischung von 400 kg für das Fundament und 300 kg für das aufgehende Mauerwerk ausgeführt. Die ganze 137,50 m lange Trennungsmauer wurde mit einem 3 cm starken Putz aus fetterem Zementmörtel versehen. An diese Trennungsmauer schlossen sich dann die beiden Fangedämme zum linken Ufer an, deren Querschnitte Taf. XXVII, Fig. 2 zeigt. Von der linksseitigen Baugrube gibt Fig. 3 ein Bild.

Abb. 85. Ansicht des aufwärts gelegenen Fangedammes der ersten Bauperiode, vergl. Taf. XXVII, Fig. 2 a.



Um die Aufstellung des oberen Fangedammes im Trockenen vornehmen zu können, hatte man zunächst stromaufwärts einen kleinen Damm von dem Abtragsboden hergestellt, welcher aus der Baugrube des linksseitigen Uferpfeilers gewonnen wurde (vergl. Abb. 85). Dieser Damm hatte etwa 5,0 m Breite auf der Flussohle und seine Länge betrug etwa 68,80 m in seinem oberen Teil. Der Bohlenbelag des Fangedammes nach der Vorderseite zu war aus 6 cm starken Bohlen gebildet, deren Fugen sorgfältig kalfatert wurden. Die Bohlen waren auf alten Eisenbahnschienen befestigt, welche wagerecht auf die Böcke gelegt wurden. Das untere Ende der Bohlen war in einen Schlitz eingelassen, welcher in der Molasse des Flussbettes gehauen war und welcher dann mit Zement zur Abdichtung ausgefüllt wurde. Der untere Fangedamm wurde beiderseitig bekleidet, um zu verhindern, dass derselbe im Falle Eindringens von Wasser in die Baugrube umgeworfen wurde. Um gegebenenfalls Wasser ins Innere dieses Fangedammes lassen zu können, wurden verschiedene kleine Öffnungen gemacht, deren Deckel mittelst Ketten von einer Laufbrücke aus aufgezogen werden konnten. Die Oberkante der Verschalung des oberen Fangedammes lag auf + 365,50, d. h. 1,25 m unter dem höchsten Hochwasser, die Verschalungsoberkante des unteren Fangedammes auf + 364,50 m.

Trotz des tragfähigen und wasserundurchlässigen Untergrundes sind zur grösseren Sicherung gegen Unterspülung drei Grundmauern in der ganzen Länge des Wehres

durchgeführt, welche 0,50 m breit und 0,50 m tief in den gesunden Felsen der Flussohle einbinden und aus Beton hergestellt sind (vergl. Taf. LV, Fig. 3 zu Kap. III. 3 Schützen gehörig). Um den Vorboden und den Abfallboden gegen die Angriffe des Geschiebes zu schützen, sind sie mit kiefernen Balken (b) von 0,20 auf 0,20 m belegt, welche reihenweise durch eiserne im Beton verankerte T-Stücke gehalten werden. Für die Pfeilerköpfe oberhalb und unterhalb sind segmentförmige Vorsprünge des Fundaments gebildet. Etwa 3,60 m aufwärts der Mittellinie des Wehres liegen die Schwellen der Schützen, welche für jede Öffnung aus zwei Gusstücken (d) von 5,81 m Länge hergestellt sind. Diese Gusstücke sind auf das Genaueste zusammengepasst und die Schlussfläche ist gehobelt. In der Mitte sind die beiden Stücke durch Bolzen zusammengehalten und in die Pfeiler dringen sie je 0,81 m ein. Die Schlussfläche der Schwelle liegt 25 cm über dem Vorboden. In der hinteren Seite der Gusstücke sind grössere viereckige Öffnungen gelassen, um das sorgfältige Ausfüllen des Hohlraumes unterhalb der Schlussfläche mit Beton zu ermöglichen.

Die linke Ufermauer ist oberhalb und unterhalb durch zwei Flügelmauern fortgesetzt und ausserdem durch eine 4,0 m lange und 2,0 m dicke Ankermauer mit der Böschung des Ufers verbunden, um Hinterspülungen wirksam zu verhüten.

An dem rechten Pfeiler des Wehres ist stromaufwärts eine 8,40 m lange spornartige Betonmauer angeschlossen[2]), deren Krone + 365,55 liegt und welche dazu dienen soll, das Geschiebe in die Wehröffnung zu leiten.

An die Mauer schliesst sich die **Grundschwelle aus Beton** an (vergl. Taf. XXVII, Fig. 6), welche das Einlaufbecken etwa lotrecht zur Stromrichtung schneidend, Geschiebe von ersterem abhalten soll.

Die Pfeiler des Wehres reichen in derselben Stärke und Länge bis 9,75 m über den Vorboden hinauf. Von da ab sind die Mittel- und Endpfeiler auf 4,46 m verkürzt und nochmals 4,80 m hoch. Diese Pfeilerstücke nehmen die Fortsetzung der Falze für die Schützen auf und tragen oben die Bedienungsbrücke. Stromaufwärts und abwärts sind in den Pfeilern Dammbalkenschlitze vorgesehen, um Reparaturen vornehmen zu können.

Die eisernen Schützentafeln, System Stoney, und ihre Aufzugsvorrichtungen sind im Kap. III, 4 Schützen beschrieben und auf Taf. LV, Fig. 3 bis 13 dargestellt.

In der zweiten Bauperiode standen für den Abfluss des Wassers die Öffnungen des Wehres zur Verfügung und es wurden zur Trockenlegung der Baugrube wiederum zwei Fangedämme von der Trennungsmauer zwischen Rhone und Unterwasserkanal nach dem rechten Ufer zu errichtet.

Da aber die Schwellen der Wehröffnungen auf + 361,50 liegen, die natürliche Flussohle am rechten Ufer dagegen zum Teil bis auf + 359,0 vertieft war, so musste hier eine kräftigere Ausführung der Fangedämme Platz greifen. Ihre Erbauung in dem reissenden Wasser, welches zunächst trotz Öffnung der Schützen des Wehres auf dem rechten Ufer verblieb, wäre ohne einen Schutzdamm nicht möglich gewesen. Man musste deshalb damit beginnen, im Anschluss an den rechten Pfeiler des Wehres einen Schutzdamm aus grossen Betonblöcken, welche durch den Strom nicht bewegt werden konnten, zu schütten und denselben dann durch das Ausbruchsmaterial aus den Baugruben des Wehres erhöhen. Dieser Schutzdamm wurde nicht geradlinig gemacht, sondern man folgte der geringsten Tiefe der Sohle und schloss ihn an das Ufer etwa 75,0 m oberhalb der Mittellinie des Wehres an. Die Krone dieses Steindammes lag auf + 365,0. Im ganzen waren 2183,0 cbm an Blöcken und Steinen nötig, um ihn herzustellen (vergl. Taf. XXVII, Fig. 5). Erst nach Fertigstellung dieses Schutzdammes konnte man an die Herstellung der eigentlichen Fangedämme gehen, da nunmehr das Wasser nach dem Wehre zu abgewiesen wurde. Der obere Fangedamm wurde aus zwei Reihen alter Schienen gebildet, welche in einem Abstande von 4,0 m voneinander in die Molasse hineingetrieben wurden. In jeder Reihe stand alle 2,0 m eine Schiene. Auf der Vorderkante der stromaufwärts stehenden Schienenreihe wurden

[2]) Auf der Taf. XXVII, Fig. 1 ist diese Mauer nicht dargestellt, wohl aber im Grundriss der Baugrube, Fig. 4.

ntige Hölzer angebracht und auf diese die Bohlenverschalung genagelt. Nach oben wurde der amm durch ein hölzernes Gerüst verlängert, welches gleichfalls mit Bohlen verschalt wurde und rbeitsbrücke trug (Taf. XXVII, Fig. 4). Der Raum zwischen den Schienenreihen wurde dann mit hüttungen, wie sie beim Aushub der Baugrube gewonnen wurden, ausgefüllt. Auch die ganze aufwärts des Fangedammes bis an den Schutzdamm heran war mit dem Ausbruchsmaterial lich vollgepackt, sodass man die Baugrube gegen einen Wassereinbruch von oben her genügend ırt hatte. Die Konstruktion des unteren Fangedammes ergibt sich aus der Zeichnung (Taf. XXVII, . Es gelang, die Baugrube so weit zu dichten, dass mit den beiden schon bei der ersten Bau- › verwendeten Baupumpen — einer Pumpe von 10 cbm Leistungsfähigkeit in der Stunde und einem en Pulsometer — das Wasser leicht gehalten werden konnte.

Das **Einlaufbecken** liegt zwischen dem Krafthause und dem rechten Ufer. Es ım Teil im Einschnitt durch Abtrag des alten Abhanges am rechten Ufer herge- , zum Teil durch Ausfüllung der Flussohle.

Das Material des Einschnittes bestand im wesentlichen aus grobem Kies und konnte daher sehr ur Fabrikation der 17580 cbm Betonmasse verwendet werden, welche für das Krafthaus nötig . Die Ausfüllung der tiefen Stellen der alten Flussohle ist mit dem Aushub der Baugrube des ıauses und des Unterwasserkanals bewirkt.

Die Breite des Beckens ist an der oberen Ecke des Krafthauses 40,0 m und ver- ırt sich bis auf 14,0 m am unteren Ende. Bis etwa 15,0 m über die verlängerte e des Wehres stromaufwärts hinaus, wo die schon erwähnte Grundschwelle den Ab- ıss bildet, ist die ganze Sohle des Beckens mit einer 30 cm starken Betonsohle stigt und gedichtet. Der Beton besteht aus einer Mischung von 200 kg Puzzollan- nt auf den cbm. Die ganze Sohle ist dann noch mit einer Putzschicht von 3 cm ke aus Zementmörtel abgeglättet.

Man hatte im Herbst 1904 [3]) bereits begonnen, eine Mauer zu errichten, welche von dem rechten er des Wehres in einer gekrümmten Linie bis etwa 165,0 m oberhalb der Wehrachse zum rechten ıufer herübergehen und deren Krone nach mündlichen Angaben etwa auf + 365,75 gelegt werden . Diese Mauer wurde mittelst Pressluftgründung und fliegender Caissons hergestellt [4]). Durch diese r dürfte das Geschiebe sehr wirksam zur Wehröffnung geleitet werden, während sich dasselbe vor lten Grundschwelle ablagern und wegen der Abschrägung des oberen Sockels diesen überspringen konnte.

Eine mit hölzernen Zangen verbundene Pfahlreihe bildet die untere Stütze des hens (vergl. Taf. XXVIII, Fig. 1 und 4). Die Schwelle des Rechens liegt aber bündig der Sohle des Beckens. Es können also Geschiebe und Sinkstoffe, welche erst einmal das Becken hineingelangt sind, ohne weiteres in die Turbinen gelangen. Deshalb fte es sich empfohlen haben, die Schwelle des Rechens durch einen scharfkantigen onsockel zu bilden (vergl. Kap. III, 2 Werkkanäle). Der Rechen stützt sich oben en ein U-Eisen, welches auf den vorspringenden Pfeilern des Krafthauses gelagert Die einzelnen Rechenstäbe sind 9,0 m lang, 12 mm dick und 120 mm hoch. Ihre tfernung von Mitte zu Mitte beträgt ca. 4 cm und wird durch Stehbolzen sicherge- llt. Die Rechenstäbe vor den fünf ersten Turbinen haben einen grösseren Abstand ıeinander.. Da aber hier grössere Steine mit hindurchgerissen werden, welche in den itapparaten der Francis-Turbinen ernste Betriebsstörungen hervorgerufen haben würden, ısste der Abstand der Rechenstäbe vor den neuen Turbinen verringert werden. Zur inigung des engeren Rechens ist eine Holzbrücke auf dem Rechen selbst angebracht rden. Die dreieckigen Flächen an den beiden Stirnseiten des Rechens sind durch tsprechende Tafeln aus Rechenstäben geschlossen.. Die Rechenstäbe sind zu Rahmen von wa 1,0 m Breite durch U-Eisen zusammengefasst und durch Streben an zwei Stellen ischen Fuss und Kopf nochmals unterstützt [5]).

Die Böschungen des Beckenufers sind von der Sohle bis auf die Höhe von + 368,00

[3]) Bei der Besichtigung der Anlage durch den Verfasser.

[4]) Durch Conrad Zschokke in Aarau.

[5]) In Fig. 1, Taf. XXVII sind die Streben nicht dargestellt.

mit einer Verkleidung aus hydraulischem Kalkbeton (200 kg pro 1 cbm) in einer Dicke von 0,25 m versehen und darüber bis zur Höhe von + 371,00 ist das Ufer mit einer Steinpflasterung bedeckt, welche mit hydraulischem Kalkmörtel ausgegossen wurde. Die Neigung der Böschung ist 1 : 1/2. Auf der Höhe von + 371,00 ist ein Weg von 3,0 m Breite angelegt. Jenseits desselben entspricht die Neigung der Böschung dem natürlichen Böschungswinkel des kiesigen Bodens und ist nicht mehr besonders befestigt. Ein Weg von 5,0 m Breite führt mit einem Gefälle von 6 % zum Krafthause hinab. Am unteren Ende des Beckens geht die Uferböschung in eine gekrümmte Betonmauer über, welche ihrerseits in das Mauerwerk des Krafthauses einbindet.

Zwischen dem rechten Pfeiler des Wehres und dem Maschinenhause schliesst eine gekrümmte Betonmauer das Becken von dem Unterwasser ab. Diese Mauer ist wegen des hohen Wasserdruckes durch radiale Strebepfeiler abgestützt (vergl. Abb. 86). In derselben befindet sich in dem ersten Felde neben dem Endpfeiler des Wehres eine Eisschütze und stromaufwärts von der letzteren ist in der Rhone eine doppelte Pfahlstellung für eine Brücke geschlagen, welche auf der vorderen Pfahlreihe eine Bohlenverkleidung trägt, um das schwimmende Eis vom Becken zurückzuhalten und nach der Eisschütze hinzuweisen[6]). In demselben Felde mit der Eisschütze, aber unmittelbar neben dem Endpfeiler des Wehres, ist eine **Fischleiter** angelegt.

Das **Krafthaus** hat eine Gesamtlänge von 137,0 m, ausreichend zur Aufstellung von 15 Turbinen von je 1200 PS_e normaler Leistung bei einem Gefälle von 8,15 m. Durchschnittlich konnte man bei + 357,50 festen Baugrund finden; nur an einzelnen Stellen ist es nötig geworden, tiefer herunterzugehen, teilweise bis zu + 356,0. Die Fundamente sind in Stampfbeton ausgeführt und zwar zum grössten Teil in Portland-Zement-Beton (200 kg Zement auf einen cbm Beton), teilweise auch in Zement und hydraulischem Kalk. Der Maschinenflur liegt auf + 372,50. Die ganze Länge ist eingeteilt in 18 Kammern von 7,50 m Breite von Achse zu Achse, welche durch 1,50 m dicke Wände voneinander getrennt sind.

Vom Unterwasser nach dem Oberwasser gezählt, enthält die erste Kammer in zwei Räumen übereinander die Ölpumpen, in der zweiten Kammer sind die drei Erregerturbinen aufgestellt. Die dritte Kammer enthält ganz unten mit der Sohle auf + 358,0 einen Spülkanal für das Einlaufbecken. Am Ende des letzteren befindet sich die Spülschütze zu diesem Spülkanal Hinter der Schütze fällt das Wasser in einem senkrechten Schachte von 2,50/2,50 m Weite bis auf + 362,88 ab, geht unter den Zuführungskanal der Erregerturbinen hindurch und mündet in das untere Gewölbe des erwähnten Spülkanales aus. Der Zuführungskanal für die Erregerturbinen liegt gleichfalls in der dritten Kammer und zwar über jenem Spülkanal. Er steht mit den drei Turbinenkammern durch drei Öffnungen in Verbindung. Neben diesem Zuführungskanal der Erregerturbinen befindet sich auf gleicher Höhe, aber durch eine Betonmauer getrennt, ein Raum, welcher durch einen Schacht mit dem Spülkanal in Verbindung steht und dessen Revision gestattet. In dem Raume unter dem Maschinenflur in der dritten Kammer sind die Reservoirs für das Drucköl und der Windkessel für die Pressluft zum Ausblasen der Generatoren untergebracht.

Die 5 zuerst aufgestellten **Turbinen**[7]) sind konische Reaktions-Doppelturbinen (vergl. Taf. LXII, Fig. 4—7). An einer vertikalen Welle sind zwei dreifache Radkränze übereinander montiert, welche so dimensioniert sind, dass die unteren Kränze allein bei dem Wintergefälle 1200 PS_e, die unteren und oberen zusammen aber bei 4,30 m Gefälle noch 800 PS_e bei 80 Uml./Min. liefern können. Die Beaufschlagung erfolgt von aussen. Die später aufgestellten 10 Turbinen sind zentrifugale Francis-Reaktionsturbinen mit vier Laufkränzen übereinander von gleicher Leistungsfähigkeit wie die konischen Turbinen, aber mit 120 Uml./Min. (vergl. Taf. XXVIII, Fig. 1).

6) Abb. 86 ist die Wiedergabe einer Aufnahme aus einer Zeit, als diese Eisabweiser-Brücke noch nicht vorhanden war. In Kap. III, 6. Krafthäuser, A. Baulicher Teil findet sich eine Abb., welche diese Brücke in der gegenwärtigen Verfassung zeigt.

7) Alle 15 Turbinen sind von Escher-Wyss & Co. in Zürich geliefert.

Jede Turbinenkammer ist durch eine Drehschütze mit horizontaler Achse vom en abgeschlossen, und zwar ist die Konstruktion dieser Drehschützen für beide Tur- ısysteme angenähert dieselbe.

Diese Drehschützen sind in Kap. III, ıützen beschrieben. Sie drehen sich ier horizontale Bolzen und werden lst einer Kette gehoben und gesenkt, e sich um eine Trommel aufwickelt. wird durch eine Schraube ohne Ende ein Zahnrad in Bewegung gesetzt und in dem einen oder dem anderen Sinne, hdem eine Einrückvorrichtung, welche auf einer für alle Turbinen gemeinlichen Transmissionswelle befindet, r einen oder der anderen Richtung schaltet wird (vergl. Taf. XXVIII, 1 u. 3). Die gemeinschaftliche Transonswelle wird durch einen Motor anben, aber es ist auch vorgesehen, sie enfalls von Hand bewegen zu können. vollkommene Hebung eines Tores ver- ; etwa fünf Minuten. Der Zug in der ı beträgt 5328 kg.


Abb. 86. Ansicht des Wehres und des Krafthauses. Anfang 1896.

Über den Turbinenkammern unter dem Maschinenflur befindet für jede Turbine ein Raum, in chem das Hauptstützlager der lle untergebracht ist. Durch Öffgen in den Mauern ist eine Verdung zwischen allen diesen Räun hergestellt. Ebenso sind alle kammern zu den Turbinen, in chen sich die Drehschützen belen, durch Öffnungen in den Wänı und durch hölzerne Brücken einander verbunden, sodass jede mmer leicht zugänglich ist (vergl. f. XXVIII, Fig. 1). Nach dem terwasserkanal zu springen die ennungswände der Turbinenkamrn um 3,0 m vor die Krafthausnd vor und bilden hier die Pfeiler : eine Brücke aus Beton und Eisen, lche längs des ganzen Krafthauses tlang läuft (vergl. Abb. 86). In dien Pfeilervorsprüngen waren Dammlkenschlitze angebracht, durch wele ermöglicht werden sollte, die ırbinenkammern trocken zu legen. Auch nach der Seite des Beckens sind die Trennungsände zwischen den Turbinenkammern über die Maschinenhauswand verlängert, um hier e Bedienungsbrücke des Rechens zu tragen. In diesen Pfeilervorsprüngen sind gleichlls Dammbalkenschlitze angeordnet (vergl. Taf. XXVIII, Fig. 1).

Es sei hier gleich bemerkt, dass der Verschluss der Kammern nach dem Unterwasser zu durch Dammbalken sich für schnelle Reparaturen, wie sie der Betrieb erfordert, als unzureichend herausgestellt hat, insofern, als das Einbringen und Ausheben der Dammbalken, sowie ihre Dichtung und die Entleerung der Kammern zuviel Zeit beanspruchte. Man hat deshalb einen schwimmenden eisernen Ponton konstruiert, welchen man im Falle einer Reparatur in die Mündungsöffnung jeder Turbinenkammer hineinfahren kann, nachdem an allen Pfeilerköpfen der Teil des Mauerwerkes, welcher vom Schlitz nach aussen zu lag, abgestemmt worden war. Der Ponton wird nach dem Einfahren mit Wasser gefüllt, senkt sich allmählich bis auf die Sohle und wird, sobald man anfängt, das Wasser aus der Kammer zu pumpen, durch den äusseren Druck fest gegen die Auflagerflächen gedrückt. Auf diese Weise ist es möglich in kurzer Zeit eine Kammer zu entleeren und trocken zu legen.

In der Mitte des Maschinenhauses liegt der **Schaltraum** in einem Vorbau, welcher 3,0 m vorspringt und 30,0 m lang ist. Die äussere Wand desselben stützt sich durch gusseiserne Säulen auf die vorspringenden Kammerpfeiler und wird von Trägern aus armiertem Beton getragen, welche auf den Säulen ruhen. Die erwähnte Bedienungsbrücke für das Einfahren des Pontons und das Entleeren der Kammer geht auf diese Weise frei hindurch. Von der Verwendung der einzelnen Etagen des Schaltraumvorbaues wird später noch die Rede sein.

Über der ersten Kammer des Maschinenhauses, vom flussabwärts gerichteten Ende an gerechnet, befinden sich in Höhe des Maschinenflurs und in einer darüber gelegenen Etage die Bureaus.

Ein Laufkran von 30,0 t Tragfähigkeit kann den ganzen Maschinenraum bestreichen. Die Höhe des Maschinensaals bis zur Oberkante der Fahrbahn des Krans beträgt 7,0 m, die Höhe bis zur Oberkante Dachbinder 9,20 m. Die Bedachung ist in Holzzement hergestellt. Längs der nach dem Unterwasser zu gelegenen Maschinenhauswand läuft in einer Höhe von 2,80 m über dem Flur eine Fussgängerbrücke, welche dazu dient, den vielen Besuchern die gefahrlose Besichtigung der Anlage zu ermöglichen.

Aus drei gesonderten Gründen musste man zur Wahl von Turbinen mit stehender Welle gelangen, nämlich: 1. wegen der geringen Wasserspiegeldifferenz bei Hochwasser (1,83m), 2. weil man die elektrischen Maschinen und den Kabelkanal hochwasserfrei legen musste und 3. weil die Erd- und Mauerarbeiten billiger wurden. Bei liegenden Maschinen hätten ganz erheblich grössere Massen des steil ansteigenden Uferabhanges abgetragen und die Betonfundamente viel breiter werden müssen.

Die fünf zuerst aufgestellten Kegelturbinen besitzen zwei dreifache, sich konisch nach oben verjüngende Laufkränze übereinander, die fliegend auf der gemeinschaftlichen Welle sitzen. Die gusseisernen Leitschaufelkränze sind auf der Sohle ihrer Kammern fest verankert. Die unteren drei Kränze, welche einen etwas grösseren Durchmesser haben als die oberen, stehen so tief, dass sie ganz unter Druck arbeiten, die oberen arbeiten zum Teil mit Saugwirkung. Die Regulierung erfolgt für jede Turbine durch drei miteinander verbundene, im horizontalen Sinne bewegliche Schieberringe, deren Stege in ganz geschlossenem Zustande gerade die Eintrittsöffnungen decken, in ganz offenem Zustande aber gerade auf der Ringfläche zwischen zwei Eintrittsöffnungen Platz finden. Auf diese Weise ist die Bewegung, welche die Schieber zu machen haben, auf ein Minimum reduziert (vergl. Taf. LXII, Fig. 4—7 Kap. III, 5, Turbinen). Je eine vertikale Steuerwelle bewegt einen Schieber. Soll ein Turbinensatz in Gang gesetzt werden, so öffnet die Regulierung zuerst den Schieber der unteren drei Kränze und bei 8,50 m Gefälle geben diese allein die erforderliche Kraft ab und erreichen die vorgeschriebene Tourenzahl. Bei kleinerem Gefälle folgt dann nach und nach die Öffnung des oberen Schiebers. Alle Kränze werden von aussen beaufschlagt und deshalb kommt zu dem Gewichte der Turbine und des auf derselben Welle sitzenden Teiles der Dynamomaschine noch der Wasserdruck. Die Turbinenwelle ist viermal geführt. Ihr Gewicht und der Wasserdruck wurden in einem sehr kräftigen Ringspurlager, welches unter 15 Atmosphären Öldruck steht, ausbalanciert. Die Ringe sind so breit gemacht, dass bei der Bewegung die Welle mit ihren Belastungen auf Drucköl schwimmt. Dieses Ringspurlager ist in der Höhe des ersten Flures unter dem Maschinenflure untergebracht. Es wird mittelst Kühlschlangen durch Wasser fortdauernd gekühlt. Für die ersten fünf Turbinen wird das Drucköl von einer zentralen Druckpumpe geliefert, während die später aufgestellten Turbinen anderen Typs jede ihre eigene Öl-

pumpe erhalten haben. Dieselbe Drucköleitung führt auch das Öl zu den Servomotoren, welche die Steuerwelle der Turbinenschieber antreiben. Jeder Servomotor ist auf dem Maschinenflure unmittelbar bei der Dynamomaschine aufgestellt. Die Kolbenstangen des Servomotors wirken auf die vertikalen Regulierwellen und diese durch einen Doppelhebel auf die Ringschieber. In der Regel wird nur ein Schieber reguliert. Bei grossem Gefälle sind die oberen Turbinenkränze ganz geschlossen und nur die unteren werden reguliert und bei schwachen Gefällen bleiben die drei unteren Kränze ganz geöffnet und nur die oberen Kränze werden reguliert.

Wenn für die später gelieferten 10 Turbinen das beschriebene System verlassen wurde, so lag das zum Teil daran, dass sich das schwer belastete Ringspurlager doch als ein Übelstand herausstellte, ferner daran, dass sich die Schieber allmählich ausschliffen, wodurch der dichte Verschluss verloren ging und der Nutzeffekt der Turbinen abnahm und schliesslich daran, dass man eine höhere Tourenzahl als 80 wünschte.

Die **zentrifugalen Francis-Doppelturbinen** haben je 2 Doppelkränze an einer Welle. Alle Kränze werden von innen beaufschlagt. Der Eintritt des Druckwassers erfolgt bei dem zweiten und vierten Kranz von unten, bei dem ersten und dritten von oben. Das von unten einströmende Wasser drückt direkt auf die Laufradnabe, während das von oben einströmende Wasser im ersten und dritten Kranz durch einen an dem Leitrade festsitzenden Kegel, welcher ein Pockholzlager der Welle trägt, geführt wird, sodass auf diese beiden Kränze nur der Spaltdruck wirkt. Auf diese Weise wird durch den hydraulischen Druck nach oben auf den zweiten und vierten Kranz bereits das Gewicht der Welle und der Turbinen selbst vollkommen ausbalanciert, sodass nur noch das Gewicht des elektrischen Magnetrades durch ein Spurlager ohne künstlichen Öldruck aufzunehmen war. Von den zehn Turbinen sind fünf speziell für das grosse Wintergefälle und fünf speziell für das kleinere Sommergefälle konstruiert, um jederzeit möglichst wirtschaftlich zu arbeiten. Die Turbinen schlucken bei einem Gefälle von 4,3 m und einer Leistung von 850 PS_e 21,5 cbm/sek.

Jede Welle besteht aus drei Stücken, welche durch Muffen miteinander gekuppelt sind, und ist viermal geführt und zwar unten auf einem Stehlager, zweimal in den Turbinen an den Körpern der beiden Leiträder und oben an dem festen Gestell der Dynamomaschine. Die Leiträder sind auf dem Beton der Zu- und Abführungskanäle verankert. Die Regulierung erfolgt durch vertikale, äussere Ringschieber, welche durch je drei Druckstangen auf und ab bewegt werden. Je zwei Schieber eines Doppelkranzes werden beim Schliessen und Öffnen gleichzeitig, aber im entgegengesetzten Sinne bewegt. Die drei Druckstangen des oberen Schiebers greifen in dieselben drei Zahnräder wie die drei Druckstangen des unteren Schiebers, aber auf der entgegengesetzten Seite, ein und öffnen und schliessen so die Austrittsöffnungen der Laufräder. Jeder Doppelkranz kann für sich allein reguliert werden. Für jede Turbine ist ein besonderer Ölservomotor mit Fliehkraftregler aufgestellt, ebenso eine besondere Ölpumpe mit Windkessel, welcher das Pressöl für den Servomotor liefert. Zu jeder Ölpumpe gehört auch ein besonderes Reinigungsreservoir, in welchem das Öl, welches vom Regulator zurückkommt, von Unreinlichkeiten befreit wird. Der Servomotor der Zentrifugalturbinen ist fast der gleiche wie derjenige für die konischen Turbinen, nur dass natürlich hier die Übersetzung der Bewegung des Kolbens auf die Regulierungsgestänge eine andere ist. Die drei Erregerturbinen, von deren Aufstellung schon früher gesprochen wurde, sind wie die zuerst aufgestellten fünf Turbinen Kegelreaktionsturbinen. Entsprechend der geringeren hier zu leistenden Kraft von 150 PS_e bei 150 Touren besteht jeder Turbinensatz nur aus einer Kegelturbine mit drei Kränzen übereinander. Das Turbinengehäuse ist ganz geschlossen und das Wasser wird durch ein gekrümmtes Rohr der Turbine zu- und durch ein Saugrohr in den Entlastungskanal abgeführt. Diese Turbinen gebrauchen bei voller Belastung und bei einem Gefälle von 4,30 m 4000 l/sek., bei einem Gefälle von 8,50 m 1760 l/sek.

Die ersten 5 Turbinen sind mit **Wechselstrommaschinen**, System Thury[5]), gekuppelt.

Jeder dieser Generatoren wiegt 70 t, wovon auf die Welle und das bewegliche Magnetrad 12 t entfallen. Es sind **Gleichpolmaschinen**[6]), bei denen nicht, wie bei den neuerdings fast ausschliesslich verwendeten Wechselpolmaschinen, ein positiver Magnetpol auf einen negativen folgt, sondern bei denen nur gleichnamige Pole aufeinander folgen. Es kehrt sich deshalb die Richtung der induzierenden magnetischen Kraftlinien nicht um, sondern dieselben bleiben gleich gerichtet und das Feld wechselt nur zwischen Null und einem gleichnamigen Maximum. Der feste Teil der Maschinen besteht aus einer zylindrischen Glocke von 4,50 m Dm. und 2,20 m Höhe. Diese Glocke trägt in sich in Form von zwei übereinander gestellten C die Wickelung der zwei Ankerringe sowohl als auch diejenige der zwei Feldmagneten. Alle

[5]) Geliefert von der Compagnie de l'Industrie Électrique in Genf.

[6]) Vergl. F. Uppenborn, Deutscher Kalender für Elektrotechniker 1905, S. 192.

Wickelungen stehen also fest. Das bewegliche Magnetrad besteht aus einer an der Welle befestigten Gusstahlglocke mit zwei gezahnten Kränzen. Jeder Kranz besitzt 34 radial gerichtete Zähne. Jedes System von Magnetwickelung und Anker gibt einen Einphasenwechselstrom von 2750 Volt, 45 Perioden und 150 Ampère bei voller Belastung. Werden die beiden Systeme eines Generators in Serie hintereinander geschaltet, so gibt die Maschine Strom mit 5500 Volt. Um Zweiphasenwechselstrom zu liefern, können die beiden Anker- und Magnetwickelungen so gegeneinander verschoben werden, dass eine Phasenverschiebung von 90° entsteht. Der Nutzeffekt der Generatoren ist 93%. Für jeden Magnetring ist ein Erregerstrom von 45 Ampère erforderlich.

Die Generatoren der 6ten—11ten Turbine sind als Zweiphasenwechselstrom-Maschinen mit stillstehendem Anker und rotierendem Feldmagneten nach dem Wechselpolsystem gebaut [7]). Es liegen auch bei diesen Maschinen zwei Ankerwickelungen und zwei Feldmagneten übereinander und man kann durch Serienschaltung Strom in einer Spannung von 5500 Volt oder bei Parallelschaltung Zweiphasenwechselstrom mit 2750 Volt bei 120 Touren und 45 Perioden liefern. Die an die Turbinen 12 und 13 angekuppelten Generatoren sind ebenfalls Wechselpolmaschinen mit feststehendem Anker und rotierendem Feldmagneten [8]). Sie liefern bei 120 Touren Zweiphasenwechselstrom von 5500 Volt und 45 Perioden. Die ganze Maschine wiegt 40000 kg, gegenüber 70000 kg bei den Gleichpolmaschinen des erstgenannten Types ein Gewichtsunterschied, welcher allerdings auch auf die grössere Tourenzahl zurückzuführen ist. Die 15te Turbine ist mit einer Gleichstrommaschine gekuppelt, weil sie den Strom für eine elektro-chemische Fabrik der Société „La Volta“ in Chèvres zu liefern hat, welche für ihre Zwecke nur Gleichstrom gebrauchen kann.

Alle Maschinenkabel werden im Kabelkanal in den Schaltraum geführt. Bei jeder Maschine ist aber ein kleines Marmorschaltbrett aufgestellt, enthaltend zwei Ampèremeter, um die Stromstärke jeder Phase anzuzeigen, ferner einen Umschalter, um die Maschine entweder nach dem Schaltraum oder direkt auf eine besondere Fernleitung schalten zu können. Letztere Kombination war nötig, weil von dem Kraftwerk aus mehrere Kalzium-Karbidfabriken mit Strom versorgt werden, die besondere Leitungen besitzen. Das Schaltbrett, welches sich in der Höhe der früher erwähnten Laufbrücke befindet und von dieser aus bedient wird, ist 26,0 m lang und in 34 Felder eingeteilt. Fünf Felder dienen für die Erregermaschinen, ein Feld für den Gleichstrom zur Beleuchtung und zum Kraftbedarf der Zentrale selbst, elf Felder für die Maschinen, welche mit 2750 Volt arbeiten, zwei Felder für die Verbindung mit den zwei unterirdischen Fernleitungen mit 2750 Volt, zwei Felder für die Verbindung der Sammelschienen für 2750 Volt mit der Transformatorenstation, in welcher der Strom auf 5500 Volt heraufransformiert wird und welche gestatten, beide Systeme zu verbinden, drei Felder für die Maschinen, welche mit 5500 Volt arbeiten, neun Felder zur Verbindung der oberirdischen Fernleitungen mit 5500 Volt, ein Feld für die grosse Gleichstrommaschine.

Zwei Systeme von ringförmigen Sammelschienen, je eines für 2750 Volt und 5500 Volt, mit mehrfachen Unterbrechern gestatten es, einzelne Teile stromlos zu machen und Reparaturen vorzunehmen, ohne den Betrieb für die übrigen zu stören. Jede Maschine kann nach Wahl mit jeder der beiden Systeme von Sammelschienen verbunden werden. Ein drittes System von Sammelschienen gestattet ausserdem noch, die beiden unterirdischen Fernleitungen ganz voneinander zu trennen und die eine ganz auf Licht, die andere auf Kraft arbeiten zu lassen, um einen ruhigeren Lichtbetrieb zu erzielen.

Der **Schaltraum** ist durch Betondecken in 4 Etagen eingeteilt. Die beiden Etagen des Schaltraumes in Flurhöhe und in Höhe des erwähnten Laufsteges sind zur Unterbringung aller Sammelschienen verwendet, die Etage unter dem Maschinenflur zur Aufstellung der Blitzschutzvorrichtungen. Die vierte Etage trägt einen turmartigen Aufbau von 5,0/3,0 m Grundfläche und 10,0 m Höhe aus Eisenfachwerk. Er dient zur Hinausleitung der oberirdischen Fernleitungen. Die Vorderseite der Schalttafel enthält natürlich nur Niederspannungsapparate oder stromlose Schalthebel. Insgesamt sind im Schaltraum 295,2 qm Bodenfläche zur Verfügung d. h. pro 100 installierte PS_e ca. 1,64 qm. Auch hier ist der verfügbare Raum für die Schaltanlage zu knapp bemessen.

In einem besonderen Gebäude, welches am Ende des Zuführungskanals lotrecht zum Maschinenhause Aufstellung gefunden hat, sind im Kellergeschoss die Transformatoren aufgestellt, durch welche der Strom von 2750 V. auf 5500 V. hinauftransformiert werden kann. Über diesem Transformatorenraum befindet sich eine geräumige Werkstatt.

Der Strom nach Genf wird als Zweiphasenwechselstrom unterirdisch geführt. Die

[7]) Geliefert von Brown & Boveri & Co., Baden, Schweiz.

[8]) Geliefert von der Compagnie de l'Industrie Électrique in Genf.

einfache Länge eines Kabels zwischen dem Krafthause und der Transformatorenstation in Genf beträgt 5825,0 m.

In einem Betonkanal, welcher mit einem Betondeckel abgedeckt ist, sind vier Leiter auf zwei übereinandergelegten Formensteinen untergebracht. Der Hohlraum des Betonkastens ist mit einem Asphaltbrei, welcher in einem gewissen Verhältnisse mit Öl und Vaseline gemischt und dann mit Kies zu einer Art Betonmasse verarbeitet wurde, ausgefüllt. Die Mischung mit Kies wurde an Ort und Stelle in besonderen Kesseln vorgenommen und unmittelbar nach der Plazierung jedes Doppelleiters eingebracht. Jeder Doppelleiter setzt sich aus zweimal sieben Kupferkabel von 70 qmm Querschnitt zusammen. Jedes Kabel ist aus sieben Drähten von 3,6 mm Durchmesser verseilt. Die Gesamtlänge der Leiter ist in fünf Abschnitte eingeteilt, welche voneinander durch Anschlusskabelkasten getrennt sind, sodass in den Kasten leicht der Ort eines Defektes festgestellt werden kann und auch Abzweigungen im Bedarffalle vorgenommen werden können. Ein Querschnitt durch diesen Kabelkanal befindet sich in Kap. III, 7, Fernleitungen.

Im Jahre 1897 sind noch neben dieser Leitung zwei eisenbandarmierte Bleikabel von 150 qmm verlegt. Für die Versorgung der Orte am linken und rechten Rhone- und Seeufer dienen besondere oberirdische Leitungen, deren Konstruktion nichts Besonderes bietet. Die Länge der oberirdischen Hochspannleitungen betrug am 31. Dezember 1899 schon 43,1 km. Das Verteilungsnetz in Genf ist für Licht und Kraft nach Möglichkeit getrennt.

---

§ 16. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Rhone bei St. Maurice der Stadtgemeinde Lausanne.

Hierzu Tafel XXVIII und XXIX [1]).

Die Rhone bildet beim Bois-Noir in der Nähe von St. Maurice eine Stromschnelle mit einem Gesamtgefälle von 38,75 m im Winter und 36,45 m Sommer auf einer Länge von ungefähr 4,5 km. Diese Wasserkraft hat die Stadt Lausanne im Jahre 1898 erworben, um sie in elektrische Energie verwandelt nach Lausanne und Umgebung zu überführen [2]). Auf Grund zehnjähriger Messungen wurden folgende Wassermengen festgestellt (vergl. S. 185/186).

1. Als geringste 355 tägige Wassermenge des trockensten Jahres 18,7 cbm/sek.
2. als neunmonatliche des trockensten Jahres . . . . 30,0 „ „
3. als neunmonatliche des durchschnittlichen Jahres . . . . 40,0 „ „
4. als kleinste sechsmonatliche des trockensten Jahres . . . 44,0 „ „
5. als durchschnittliche sechsmonatliche . . . . 73,0 „ „
6. als Mittelwassermenge . . . . 143,0 „ „
7. als grösste Wassermenge . . . . 975,0 „ „

Die Oberfläche des Vorflutgebietes der Rhone bis zum Bois-Noir beträgt 4692 qkm. Als nutzbares Gefälle an dem Krafthause haben sich im Winter 36,10 m, im Sommer 34,69 m ergeben. Für den Entwurf der Bauwerke sind 40 cbm/sek. angenommen. Hiermit kann man im Mittel 14000 PS_e leisten. Da aber während etwa 90 Tagen im Winter die sekl. Wassermenge, wie erwähnt, sehr erheblich fallen kann, ist von vornherein die Errichtung einer **Dampfreserve** in Lausanne selbst vorgesehen.

Abgesehen von den interessanten wasserbaulichen Anlagen bietet das Kraftwerk St. Maurice insofern ein besonderes Interesse, als hier zur Übertragung der Kraft nach

---

[1]) Die Abbildungen sind entnommen z. T. dem Bulletin technique de la Suisse romande 1902—1903: Installations Électriques de la Commune de Lausanne par A. de Montmollin und der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 78 u. ff.

[2]) Der wasserbauliche Teil des Projektes ist vom Prof. A. Palaz in Lausanne (vergl. S. 25) verfasst. Die Betriebseröffnung des Werkes fand Ende 1902 statt.

Lausanne auf 56 km Entfernung hochgespannter (25000 V.) Gleichstrom, System Thury, gewählt worden ist (vergl. Kap. III, 6 B Krafthäuser, Elektrischer Teil).

Da die Orte, welche von der Fernleitung berührt werden, meistens schon selbst elektrische Kraftanlagen besassen, so kam im wesentlichen nur die Kraftüberführung nach Lausanne selbst in Frage. Für die Verteilung der Kraft in Lausanne hat man, abgesehen von der Lieferung des Gleichstromes an die Strassenbahn, hochgespannten Dreiphasendrehstrom gewählt. Als Grund für die Wahl des hochgespannten Gleichstromes für die Übertragung der Kraft von St. Maurice nach Lausanne ist die Einfachheit der Schaltanlage in dem Krafthause und die Ersparnis an Kupfer der Fernleitung angeführt, für welche man natürlich nur zwei Drähte brauchte. Auf den Nutzeffekt des Gesamtsystems bei schwankender Belastung hat man weniger sehen zu müssen geglaubt, da man jedenfalls während neun Monaten im Jahre reichlich Wasser zur Verfügung hatte. In der Umformerstation, welche in dem Vororte Pierre de Plan im Nordwesten von Lausanne errichtet ist, wird der Gleichstrom in Dreiphasendrehstrom mit 3100 Volt umgeformt. Das Verteilungsstromnetz ist für Licht und Kraft gemeinsam und als Dreileitersystem von zweimal 125 Volt ausgeführt. In der Umformerstation von Pierre de Plan standen 1903 fünf Gleichstrommaschinen von je 400 PS$_e$, von denen vier mit entsprechenden Dreiphasendrehstromdynamos gekuppelt waren, während die fünfte eine Gleichstrommaschine für den Tramwaydienst trieb. Von den Drehstrommaschinen konnten zwei mit Dampfmaschinen gekuppelt werden, um, wenn einmal wegen Wassermangels oder wegen einer Störung in der Fernleitung der Strom aus St. Maurice ausbleiben sollte, immer mindestens mit 800 PS$_e$ weiter arbeiten zu können. Selbstverständlich war für Vergrösserung der Anlage der genügende Platz im Maschinenhause vorgesehen. Die Strassenbahn hatte von früher her ihre eigene Dampfzentrale, sodass eine Reserve für sie zunächst nicht nötig war. Die Gleichstrommotoren sind, ebenso wie die Stromerzeuger in dem Wasserkrafthause, Hauptstrommaschinen und in Serie geschaltet. In der Fernleitung wird eine konstante Stromstärke von 150 Ampère gehalten, sodass bei Abfall der Belastung die Spannung sinkt. Da nun aber für die Drehstrommaschinen eine konstante Spannung Vorbedingung ist, so musste eine besondere Regulierung der Gleichstrommotoren in der Umformerstation gewählt werden. Jeder Motor nebst der von ihm angetriebenen Dynamomaschine ist deshalb mit einem 3800 kg schweren Schwungrade ausgerüstet. Die Umlaufgeschwindigkeit wird ferner durch einen Geschwindigkeitsregler System Thury selbstwirkend gleichmässig gehalten, indem derselbe mit Hilfe eines Fliehkraftreglers durch Verstellung der Stromabnehmerbürsten von der Pollinie bis zum neutralen Punkte die Erregung des Magnetfeldes schwächt oder verstärkt. Dieser Geschwindigkeitsregler soll angeblich ganz ohne Funken und mit aller wünschenswerten Präzision arbeiten, sodass die Schwankungen in der Tourenzahl nicht mehr als 1% betragen sollen. Durch die Umformung in Lausanne wird jedenfalls der Nutzeffekt der Übertragung erheblich beeinträchtigt. Da ferner der Gesamtwiderstand der Fernleitung konstant 13 Ohm beträgt, so findet in der Leitung ein dauernder Effektverlust durch Joulesche Wärme (J^2W.) von 292,5 KW und ein Spannungsverlust von 1950 Volt statt und zwar ohne Rücksicht auf die Höhe der Belastung. Das System Thury hat bis jetzt im Vergleiche zum Drehstrom bei Kraftübertragungsanlagen nur geringe Verbreitung gefunden.

An dem Wehre (vergl. Taf. XXVIII, Fig. 5 und 6), welches in der Nähe des Dorfes Evionnaz liegt, führt eine eiserne Fussgängerbrücke von 91,0 m Länge, von Ufer zu Ufer gemessen, über die Rhone. Es war Bedingung der Konzession, dass in der Mitte des Stromes eine Öffnung von 48,5 m lichter Weite ganz frei zu legen war, sodass die Rhone bei Hochwasser ohne Hindernisse durchströmen und die sehr starke Geschiebeführung mit hindurchtreiben kann. Zwei starke steinerne Pfeiler von je 2,5 m Dicke fassen die Mittelöffnung ein. Am linken Ufer schliesst sich der Kanaleinlauf an (vergl. Taf. XXIX, Fig. 1), am rechten ein fester Wehrrücken, dessen Krone 1,80 m über normaler Flussohle liegt. Dieser feste Wehrrücken soll als Überfall selbsttätig den Stauspiegel bei N.W. regeln. Vor dem festen Wehre liegen eine Buhne und ein Parallelwerk, um den Grundstrom bei Hochwasser von dem festen Wehre ab und in die Mittelöffnung zu weisen und um eine Hinterspülung des Uferanschlusses am festen Wehre zu verhüten. Es hat sich in kurzer Zeit der Raum zwischen der Buhne, dem Parallelwerk und dem festen Wehrrücken fast ganz mit festem Schlick angefüllt. Die Mittelöffnung ist durch 28 Schützen abschliessbar (vergl. Taf. XXIX, Fig. 2). Jede Schütze ruht auf einem festen, schräggestellten Rahmen aus zwei eisernen Griesständern, welcher durch

ein Gitterwerk aus U-Eisen und Zugbändern versteift ist. Jeder Rahmen ist oben an der Bedienungsbrücke durch zwei wagerechte Drehbolzen befestigt und stützt sich unten auf eine Eisenplatte, welche in die mit Holzbohlen befestigte Sohle eingelassen ist. Die Schützen sind mittelst Zahnstangen und einem Vorgelege mit Handbetrieb beweglich. Soll der Strom freigelegt werden, so werden zunächst die Schützen bis über die Wasserspiegellinie emporgezogen und dann wird mittelst einer auf Schienen fahrbaren Bockwinde und einer Kette der Rahmen selber hochgezogen und fast horizontal unter der Brückenbahn festgemacht. Die Höhe der Schützentafeln beträgt 1,80 m. Die Flussohle unterhalb der Schützen ist durch einen Betonkörper von 3,0 m Höhe und 4,50 m Breite befestigt, welcher zwischen Spundwänden hergestellt und flussaufwärts sowohl als flussabwärts durch kräftige Steinschüttungen geschützt ist. In den Beton sind Holzbalken eingelassen und verankert, auf welchen ein glatter Bohlenbelag in Richtung der Flussachse festgemacht ist. Der kleine Spielraum zwischen den einzelnen Rahmen ist durch gehobelte Bohlen, welche an die I-Eisen der Griesständer verbolzt sind, gedichtet, so dass der Schluss des Wehres ein sehr guter ist. Die Pfeiler der grossen Mittelöffnung sind zwischen Fangedämmen in offener Baugrube bis auf den felsigen Baugrund fundiert. In dem linksseitigen Pfeiler ist eine **Fischtreppe** angelegt.

Neben dem Schützenwehre auf dem linken Ufer liegt der offene **Einlauf**, welcher nur durch eine Grundschwelle (Unterwasserdamm) vor dem Eintreten von Geschiebe möglichst geschützt ist. Diese Schwelle aus Beton mit vorliegender Steinschüttung schliesst sich an den linken Pfeiler an und reicht bis zu einer ca. 50,0 m aufwärts des Wehres angelegten Steinbuhne. Die Krone der Schwelle liegt soweit unter dem normalen Stau (rd. 0,60 m), dass mit Sicherheit mindestens 40 cbm/sek. über sie hinweg in das Vorbecken zum Kanal fliessen können. Auf den ersten 900,0 m geht der **Werkkanal** (vergl. Taf. XXVIII, Fig. 5 u. 6) unmittelbar an der Rhone entlang und wird von dieser durch eine Betonmauer, welche zwischen Spundwänden fundiert ist, getrennt. Die Krone dieser Mauer liegt auf + 447,70, der normale Wasserspiegel im Kanal auf + 447,20 N.N. (vergl. Taf. XXIX, Fig. 3). Da das höchste H.W. auf + 450,15 liegt, so kann es in den ersten Teil des Kanals überall eintreten. Die Sohlenbreite beträgt 7,75 m, die normale Wasserspiegeltiefe 3,25 m. Die landseitige Böschung ist durch Felssteinmauerwerk geschützt. Das Gefälle in diesem Vorkanal beträgt 0,45 ‰. Der Vorkanal endet in einem **Ablagerungsbecken**, welches dadurch gebildet ist, dass die Breite des Kanals ungefähr verdoppelt wurde. Die Ufermauer nach der Rhone zu ist hier auf einer Länge von 235,0 m auf Höhe des normalen Kanalwasserspiegels gelegt, sodass ein sehr wirksamer **Überlauf** gebildet wird. An das Ablagerungsbecken, dessen landseitige Ufer gleichfalls wie beim Vorkanal selbst durch Felssteinmauern befestigt sind, schliesst sich die Einlaufschleuse zu dem unteren Teil des Werkkanals an und neben dieser Schleuse liegt ein **Grundablass**, um das Ablagerungsbecken und namentlich den Teil desselben vor der Einlaufschleuse spülen zu können (vergl. Taf. XXIX, Fig. 7). Die Rhone führt bei Hochwasser ganz feinen Schlick in sehr grossen Mengen, der sich in dem Ablagerungsbecken in solchen Massen und so fest ablagert, dass er durch die Spülwirkung des Grundablasses nur zum geringen Teil beseitigt werden kann und dass von Zeit zu Zeit bei N.W. durch Ausbaggern vor der Einlaufschleuse nachgeholfen werden muss. Vor der Einlaufschleuse befindet sich ein Rechen, der unter ca. 40° gegen die Horizontale aufgestellt ist und dessen Sohle ca. 1,50 m über der Sohle des Ablagerungsbeckens liegt. Die Einlaufschleuse misst im Lichten 17,80 m, eingeteilt in fünf Schützenöffnungen. Die Griesständer sind durch Böcke aus Gitterwerk, welche unter sich versteift sind, gestützt [3]). Letztere tragen über Hoch-

[3]) Eine Abbildung befindet sich im Kap. III, S. Schützen.

wasser eine Bedienungsbrücke und die Aufzugsvorgelege. Oberhalb der beweglichen Schützen ist an den Griesständern eine Bohlenbekleidung befestigt, sodass dem Hochwasser das Eintreten in den Kanal verwehrt ist. In der Nähe dieser Schleuse befindet sich ein Wohnhäuschen des ständigen Wärters, welcher zu gleicher Zeit die Bedienung des Wehres mit zu besorgen hat. Von der Einlaufschleuse an ist der Kanal noch 2,3 km lang, von denen 800,0 m überwölbt sind. Auf der überwölbten Strecke kreuzt der Werkkanal den Wildbach von St. Barthélémy. Dieser führt unter Umständen ungeheuere Geschiebemassen mit sich, welche einen offenen Kanal leicht versandet haben würden. Der Kanal mündet in ein Becken von rd. 200,8 m Länge und 14000 cbm Inhalt, in welchem sich die Sohlenbreite des Kanals von 4,0 m allmählich auf 35,0 m verbreitert und die Sohle sich vertieft. Hierdurch wird die Geschwindigkeit, welche im Kanal ca. 1,74 m/sek. bei 40 cbm/sek. beträgt, sehr verlangsamt. Es findet infolgedessen eine starke Ablagerung statt. Bei H.W. ist aber das Rhonewasser, wie gesagt, derart mit aufgelöstem Schlick gesättigt, dass sich das in den Kanal eingeflossene Wasser in den beiden Ablagerungsbecken nicht genügend zu reinigen vermag.

Obwohl 1904 nur fünf Turbinen in dem Krafthause aufgestellt waren, welche höchstens 15,9 cbm/sek. Wasser verbrauchen, war die Reinigung des Wassers wegen der unzureichenden Grössenverhältnisse der Ablagerungsbecken doch ungenügend.

Am Ende des Beckens liegt die aus Stampfbeton hergestellte **Druckkammer**, rechts daneben ein **Grundablass** und am rechten Kanalufer ein 21,0 m langer **Überlauf** (Taf. XXIX, Fig. 8 und 9). Die Sohle des Beckens ist betoniert und nach dem rechten Ufer zu geneigt, um die Ablagerung auf dieser Seite zu begünstigen und die Wirksamkeit der Spülung durch den Grundablass möglichst zu erhöhen. Der Überlaufkanal geht neben der Druckrohrleitung bis zur Eisenbahnüberführung und von dort direkt in die Rhone. Da das Sohlengefälle bis zur Rhone rd. 30,0 m beträgt, so ist der Überfallkanal zum Teil kaskadenförmig angelegt und an der Sohle und den Böschungen mit Steinpflasterungen solide befestigt.

An der **Druckkammer** ist in der Beckensohle durch eine Betonmauer, auf welcher der **Rechen** steht, ein Absatz von 1,60 m gebildet (vergl. Taf. XXIX, Fig. 8 und 9). Der Rechen, dessen Stäbe eine lichte Entfernung von 3,0 cm von einander haben, ist unter einem Winkel von etwa 45° gegen die Horizontale geneigt. Es sind drei voneinander getrennte Kammern für drei **Druckrohre** angelegt, von denen aber 1904 zunächst nur eines verlegt war. Jede Hauptkammer kann durch eine Schütze abgeschlossen werden. Der Boden der Vorkammer steigt von der Schwelle des Rechens bis zur Schwelle der Schütze noch um 60 cm an. Hinter der Schütze fällt die Sohle der Hauptkammer um 3,80 m ab. Die Wassertiefe in der Hauptkammer beträgt deshalb 6,40 m. Das 2,70 m weite Druckrohr liegt mit der Sohle ca. 30 cm über Kammerboden, sodass der Scheitel des Rohres immer noch 3,40 m unter Wasser bleibt. Die Mündungsöffnungen der Druckrohre sind trompetenartig gut abgerundet. Bei geschlossenen Schützen kann, wenn das Rohr sich entleert, Luft durch die Druckkammer frei eintreten.

Die zunächst verlegte **Druckrohrleitung** hat eine Länge von 470,0 m von der Kammer bis zum Maschinenhaus. Sie ist aus Flusseisen hergestellt, hat einen inneren Durchmesser von 2,70 m und ist in Längen von 7,0 m ohne Flanschen an Ort und Stelle vernietet. Die Blechstärke ist an der Druckkammer 7 mm, am Maschinenhause 10 mm. Sie ruht in Abständen von je 3,0 m mittels gusseiserner Lagerschalen auf Betonpfeilern. Um das Druckrohr unter die Jura-Simplon-Eisenbahn hindurchzuführen, sind zwei Knie von ca. 110° eingelegt. Die Knickpunkte sind auf mächtigen Betonblöcken besonders verankert. Da das Rohr im übrigen ganz frei liegt, so waren Dilatationsvorrichtungen

notwendig, von denen in der üblichen Form der Stopfbüchse sich je eine oberhalb und unterhalb der Eisenbahnkreuzung befindet. Da bei dem gewählten Generatorensystem häufige und plötzliche Schwankungen in der Wasserzuführung die Regel bilden, und weil überdies die Geschwindigkeit im Druckrohr bei voller Belastung aller Maschinen eine grosse (2,78 m/sek.) ist, so hat man besondere Sicherheitsvorrichtungen gegen Wasserschläge für nötig erachtet. Diese bestehen darin, dass auf den ersten 300,0 m vom Maschinenhause drei Steigerohre von je 500 mm Weite auf das Druckrohr gesetzt sind, welche etwa bis zum normalen Wasserspiegel in der Druckkammer reichen. Steigt das Wasser höher, so wird es durch ein Überlaufrohr abgeführt. Nach mündlichen Angaben, welche dem Verfasser bei der Besichtigung der Anlage gemacht wurden, sollen trotz der 3 Steigerohre noch sehr starke Stösse im Druckrohre vorkommen. Am Krafthause tritt das Druckrohr in einen unterirdischen Kanal und kann daselbst durch eine grosse Drosselklappe abgeschlossen werden (vergl. Taf, XXIX, Fig. 10 bis 12). Vor der Drosselklappe befindet sich natürlich eine Entleerung. Die zwei anderen Rohre werden erst bei entsprechend gewachsenem Kraftbedarf verlegt werden. Man kann sie dann entweder auf Konsolen über den Unterwasserkanal oder auf der anderen Seite des Maschinenhauses verlegen und durch Krümmer oder Stutzrohre mit dem unter den Turbinen entlanggehenden Hauptrohre verbinden. Für jede Turbine befindet sich auf dem Druckrohr ein vertikaler Stutzen mit anschliessendem Zuführungsrohr. Jedes Zuführungsrohr ist gleichfalls durch eine besondere Drosselklappe abschliessbar. Aus den Turbinen fliesst das Wasser durch ein Saugrohr direkt in den offenen **Unterwasserkanal**[4]). Letzterer (vergl. Taf. XXIX, Fig. 6) liegt zunächst längs des Maschinenhauses, läuft in dieser Richtung geradlinig weiter, bis er die Jura-Simplon-Eisenbahn kreuzt und wendet sich dann der Rhone zu. Das Sohlengefälle beträgt 0,65 °/oo.

Das **Krafthaus** besteht aus einem einstöckigen Maschinensaal und einem dreistöckigen Anbau, welcher eine Werkstatt und Wohnräume enthält. Die Grundmauern waren 1904 bereits für den zweiten Ausbau angelegt. Der Maschinensaal ist 35,5 m lang, 14,0 m breit und wird von einem Laufkrahn mit 7,0 t Tragfähigkeit bestrichen. Es sind zunächst fünf 1000pferdige und zwei 120pferdige Turbinen aufgestellt, von denen die grossen Turbinen mit Gleichstrommaschinen, die kleinen mit Drehstrommaschinen gekuppelt sind. Der Flächenraum des Maschinensaals beträgt demnach 497,0 qm und es sind für die Haupt-Turbogeneratoren 9,94 qm pro 100 installierte PS_e verfügbar. Zwischen Wellenende der Dynamomaschinen und der Wand des Maschinenhauses ist noch ein freier Zwischenraum von 2,80 m, sodass auch die breitesten Stücke dort abgesetzt werden können. Die Entfernung des Wellenendes der Turbinen von der gegenüberliegenden Maschinenhauswand beträgt 0,75 m, was ausreichend erscheint. Ausser den Nutzturbinen ist noch ein kleines Peltonrad aufgestellt, welches eine dreizylindrige Öldruckpumpe treibt für die zentrale Turbinenregulierung und Lagerschmierung (vergl. Taf. XXIX, Fig. 10).

Die Turbinen[5]) sind **Francis-Reaktionsturbinen** mit wagerechter Welle und Spiralgehäuse. Die Unterlagen für die Konstruktion waren die folgenden:

	1000 pferdige Turbine	120 pferdige Turbine
Gefälle	32,0—34,0 m	32,0—34,0 m
Wasserverbrauch pro Sekunde	3100 l	380 l
Leistung	1000 PS_e	120 PS_e
Tourenzahl	300 i. d. Min.	750 i. d. Min.
Laufrad-Dm.	1000 mm	400 mm

[4]) Diese bemerkenswerte Anordnung findet sich in ähnlicher Weise auch bei der älteren von Riva Moneret in Mailand 1900 gelieferten Turbinenanlage der Hamilton Electric Light und Cataract Power Co. Ltd. am Niagara, vergl. R. Thomann, Z. d. V. D. Ing. 1901, S. 1095 und Wilh. Wagenbach: „Turbinenanlagen" 1905, Taf. XXXIX u. S. 80.

[5]) Abb. u. Beschreibung: Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 1123.

Die Welle der Turbinen liegt 6,5 m über dem niedrigsten U.W. und dieses Gefälle ist durch die Saugrohre als Sauggefälle ausgenutzt. Das Wasser tritt aus dem Abzweigrohr in das Spiralgehäuse und wird von hier durch ein Leitrad auf das Laufrad geführt, welches achsial in das Saugrohr ausgiesst. Letzteres ist durch ein Krümmerrohr von 1000 mm lichtem Durchmesser an das Turbinengehäuse angeschlossen, erweitert sich aber nach unten auf 1600 mm. Die Beaufschlagung des Laufrades findet radial am ganzen Umfange statt. Um den grossen Ansprüchen an Regulierbarkeit der Tourenzahl zu genügen, wurde der Zodelsche Gitterschieber[6]) gewählt, welcher durch einen Öl-Servomotor mittelst Hebel und Zahnrad bewegt wird. Jede Turbine hat ihren besonderen Servomotor. Bei den fünf grossen Maschinen werden die Servomotoren von einer gemeinsamen Welle aus gesteuert, welche ihrerseits durch den elektro-mechanischen Thury-Regler[7]) bewegt werden. Die gemeinsame Welle läuft über die Maschinen hinweg und ist auf hohlen Säulen gelagert, welche auf den Servomotorgehäusen befestigt sind und in denen das Gestänge für die Hebel des Regulierungs-Ventils untergebracht ist. Die zwei kleinen Turbinen haben jede einen unabhängigen Servomotor, welcher von einem durch Riemen von der Turbinenwelle aus in Bewegung gesetzten Pendelfliehkraftregler gesteuert wird.

Der Servomotor jeder grossen Turbine ist an dem Turbinengehäuse selbst befestigt. Er besteht aus einem Zylinder mit Differenzialkolben von 250 und 120 mm Dm. und einem Hube von 220 mm, der nötigen Ventilvorrichtung, um das Drucköl vor die eine oder andere Kolbenseite zu führen, und den Rohrleitungen für die Zu- uud Abführung des Drucköls. Zum Schliessen des Gitterschiebers wird die grössere, zum Öffnen die kleinere Kolbenfläche des Differenzialkolbens der Wirkung des Drucköls ausgesetzt. Das Drucköl wird mittelst einer kleinen Pelton-Turbine durch eine dreizylindrige Öldruckpumpe auf einen Druck von 30 Atmosphären gebracht und läuft dann in einer mit einem Windkessel versehenen Druckrohrleitung zu den Ventilen der Servomotoren und nach Verwendung daselbst durch eine Rückleitung nach einem neben der Druckpumpe aufgestellten Behälter zurück, um den Kreislauf von neuem anzutreten.

Jede der 1000pferdigen Turbinen treibt zwei Gleichstrommaschinen (vergl. Abb. 87) System Thury[8]), welche untereinander und mit den Turbinen durch isolierende Kautschuckband-Kuppelungen (Raffard) gekuppelt sind (vergl. Kap. III, 5 Turbinen).

Die Maschinen sind sogenannte Hauptstrommaschinen, haben sechs Pole und Trommelanker. Der Kollektor hat 755 mm Dm., 579 Lamellen, die durch Mika voneinander isoliert sind und 140 mm wirksamer Länge besitzen. Jeder Halter trägt zwei Kohlenbürsten von 3 qcm Schleiffläche. Der Rahmen jeder Maschine, welcher die Lager trägt und auf welchem das Magnetgestell ohne Isolation aufruht, stützt sich durch zwölf Scheiben auf ebensoviele Isolatoren, welche in den Asphaltboden eingelassen sind. Bei 300 Uml./Min. liefert jede Maschine 150 Ampère unter 2500 Volt Spannung. Der Stromkreis wird durch die Fernleitung und die Umformermotoren der Empfangsstelle geschlossen. Sind alle Gruppen in Serie geschaltet, so ist bei 300 Uml./Min. die Spannung in der Fernleitung 25000 Volt. Da die Stromstärke konstant 150 Ampère beträgt, so muss bei schwankender Belastung die Spannung reguliert werden, was durch Veränderung der Tourenzahl resp. durch Zu- und Abschliessen einer Gruppe geschieht. Die Regulierung der Tourenzahl geschieht durch den bereits erwähnten Thuryregler, das Zu- und Abschliessen einer Gruppe durch einen Kurzschlussschalter, welcher neben einem Ampère- und Voltmeter die Ausrüstung jeder Gruppe bildet. Sinkt die Belastung des Werkes so weit, dass jede Dynamo nur 1500 Volt Spannung hat, so wird eines der Maschinenpaare von Hand abgeschaltet. Der Vorgang beim Abschalten einer Gruppe ist folgender: Man schliesst die Turbinen mit der Hand, die Gruppe wirkt dann als Motor nnd kommt bald zum Stillstande mit dem Bestreben, sich rückwärts zu drehen. In diesem Moment schliesst der Kurzschlussschalter automatisch die Gruppe kurz. Für das Einschalten einer neuen Gruppe in den Hauptstromkreis sind nur zwei Operationen nötig:

1. Öffnen der Turbinen, bis die Gruppe bei etwa 10 Uml./Min. im Kurzschluss 150 Ampère gibt.

2. In diesem Moment ist der Hebel des Kurzschliessers umzulegen, eine Operation, welche keinerlei Funken erzeugt. — Spannung und Tourenzahl der eingeschalteten Gruppe gleichen sich dann allmählich mit den übrigen in Serie geschalteten Maschinen aus. Das Gleichstromschaltschema ist das denkbar einfachste. Ein eigentliches Schaltbrett für Gleichstrom existiert nicht, vielmehr ist nur auf

---

6) Abb. u. Beschreibung: Zeit. d. V. D. Ing. 1899, S. 1123. Vergl. auch Kap. III. 5. Turbinen.

7) Abb. u. Beschreibung: Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 78 u. 79.

8) Die elektrische Einrichtung ist von der Compagnie de l'Industrie Électrique in Genf geliefert.

einer Marmortafel in einem verglasten Kasten ein Ampère- und ein Voltmeter (25000 Volt) für den äussersten Stromkreis aufgestellt. (Wegen des Schaltschemas vergl. Taf. LXXX, Fig. 1 und Kap. III 6, B. Krafthäuser, Elektrischer Teil.)

Die mit den 120 pferdigen Turbinen gekuppelten Drehstromerzeuger leisten normal 80 KW bei 3000 Volt verketteter Spannung und 50 Perioden. Sie haben ein achtpoliges, innenliegendes Magnetrad

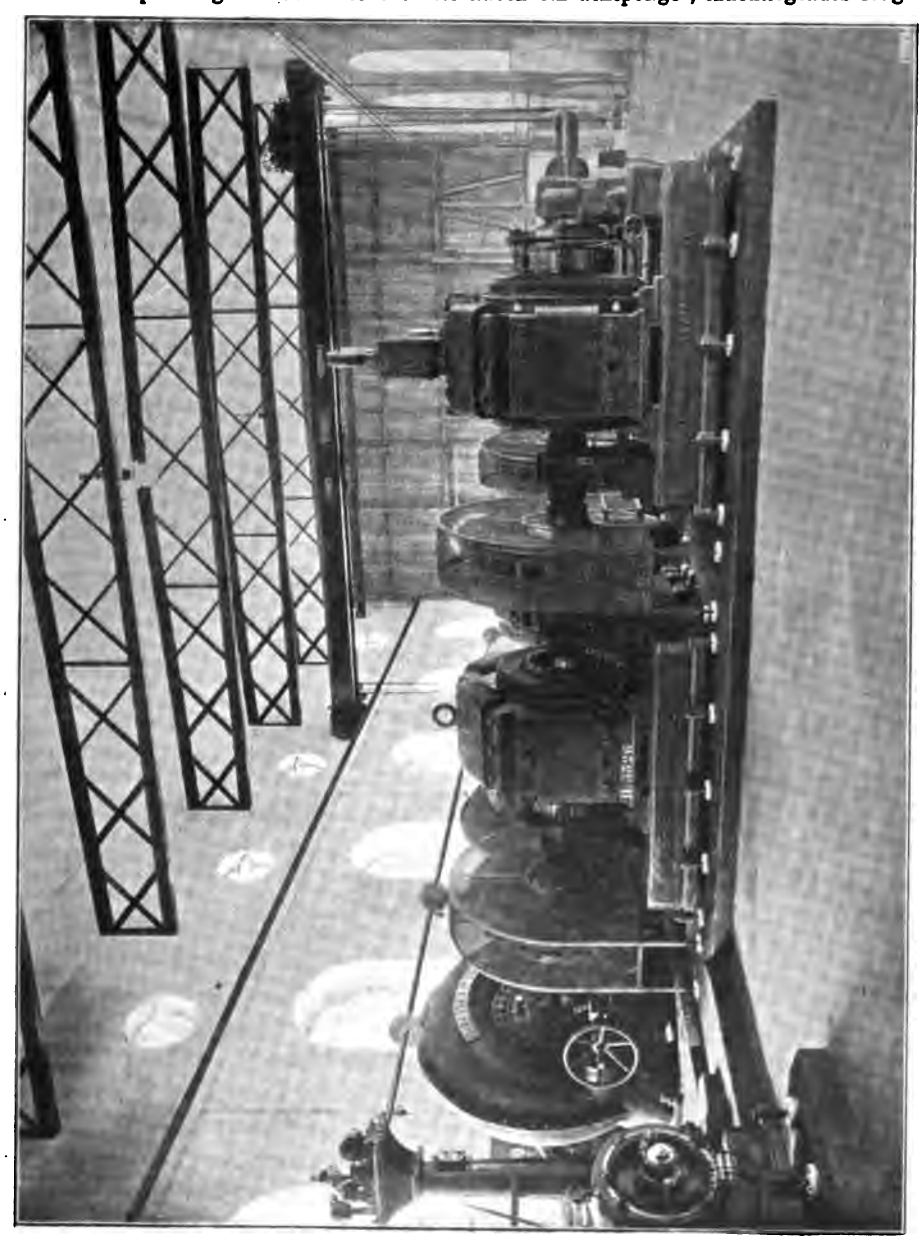


Abb. 87. Ansicht des Maschinensaals.

und machen 750 Umdrehungen in der Minute. Auf der Welle des Magnetrades ist fliegend der Anker der Erregermaschine angeordnet. Der Drehstrom wird für die Eigenbeleuchtung des Werkes und für die Lichtlieferung nach dem nahegelegenen Orte St. Maurice verwendet, wo er durch Transformatoren auf 110 Volt herabtransformiert wird.

Die Kabel aller Maschinen sind in glasierten Tonröhren verlegt, die in dem aus Asphaltbeton hergestellten Fussboden der Maschinen eingebettet sind. Gegen die Wir-

kung der atmosphärischen Elektrizität ist das Werk durch mehrfache Blitzsicherungen geschützt, die für jeden der beiden Leiter ausserhalb des Maschinenhauses in einem besonderen kleinen Raume untergebracht sind.

Die 65 km lange **Fernleitung** bis Lausanne ist, abgesehen von Überführungen über Wege, Wasserläufe und Eisenbahnen, auf Holzmasten montiert. Sie überschreitet bewaldete und kahle Berge und Täler. Die zwei Kupferdrähte von je 150 qmm Querschnitt, gebildet aus 37 Einzeldrähten von 1,14 mm Durchmesser, sind in einem Abstande von 1,0 m auf Porzellan-Isolatoren verlegt.

Diese bestehen aus einer äusseren dreimanteligen Glocke und einer einfachen Tragglocke, welche auf einem Eisenhaken sitzt. Die beiden Glocken sind untereinander und mit dem Haken durch einen aus Bleiglätte und Glyzerin zusammengesetzten Kitt verbunden.

Die Masten aus Fichtenholz sind alle mit Kupfersulfat imprägniert und durch eine Zinkhaube abgedeckt. An sumpfigen Stellen sind die Masten in einen Betonblock gegründet, welcher, wo ein fester Untergrund nicht zu finden war, auf liegendem Holzrost ruht. An den Masten ist ausserdem noch eine Telephonleitung angebracht, bestehend aus 2 Drähten von 3 qmm Querschnitt, welche alle 800,0 m verseilt sind, um Störungen durch die Hochspannungsleitung zu vermeiden.

Bei der Prüfung der Hochspannungsleitung auf ihre Isolierung ist festgestellt, dass bei trockenem Wetter und bei 20350 Volt-Spannung die Stromstärke noch 11,4 Milliamp., der Isolationswiderstand zwischen den beiden Drähten also 1,785 Megohm, bei Nebel und einer Spannung von 20800 Volt die Stromstärke noch 18,9 Milliamp., der Isolationswiderstand also 1,46 Megohm betrug. Da die Fernleitung etwa 3500 Isolatoren besitzt, so würde der mittlere Widerstand eines Isolators ungefähr 5100 Megohm betragen haben[2]). Die Isolierung der Drähte gegen Erde ist bei 19700 Volt zu 0,745 Megohm gefunden. Es sind von Thury mit der Anlage Versuche gemacht, die Erde als Rückleitung zu benutzen und es sollen hierbei keine erheblichen Störungen von Telephon- und Telegraphenleitungen aufgetreten sein.

---

§ 17. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk in La Dernier bei Vallorbe der Compagnie Vaudoise des Lacs de Joux et de l'Orbe (Schweiz).

Hierzu Taf. XXX und XXXI[1]).

Das Joux-Tal im Jura liegt an der schweizerisch-französischen Grenze etwa auf der Höhe von 1000,0 m über dem Meere. Auf der Sohle dieses Tales liegen zwei Seen, der Lac de Joux und der Lac Brenet (vergl. Abb. 88). Diese beiden Seen haben eine Oberfläche von ungefähr 10 qkm, eine grösste Tiefe von 34,0 m und ein Vorflutbecken von rd. 221 qkm. Den Hauptzufluss dieser Seen bildet die Orbe, welche aus dem Lac des Rousses kommt und in ihrem Laufe durch das Tal verschiedene kleine Zuflüsse in sich aufnimmt. Ausserdem erhalten die Seen noch durch mehrere unterirdische Quellen und den Bach Lyonne Zufluss. Die beiden genannten Seen sind durch eine Landzunge voneinander getrennt, aber durch eine in derselben befindliche Öffnung verbunden. Dreizehn erkennbare Ableitungen (entonnoirs) führen aus den beiden Seen und zwar 6 aus dem Brenetsee und 7 aus dem Lac de Joux. Ausserdem gibt es zweifellos noch eine ganze Reihe unterseeischer kleinerer

---

[2]) $\frac{E}{J} = W; \frac{20,3}{18,9} = 1,46;\ 1,46 \,.\, 3500 \backsimeq 5100.$

[1]) Die Abbildungen sind dem Bulletin technique de la Suisse romande 1904: „Les Installations de la Compagnie vaudoise des Forces motrices des Lacs de Joux et de l'Orbe“ par C. H. Perrin, Ingenieur, entnommen.

Abflüsse. Bei den sichtbaren Abflüssen entweicht das Wasser durch Spalten, welche sich in dem Kalksteingebirge des Untergrundes beziehungsweise der Ufer befinden und tritt mehr oder weniger entfernt vom Seeufer in trichterförmigen Vertiefungen der Erdoberfläche zutage, um sich dann wieder in den Spalten oder Aushöhlungen des Gebirges zu verlieren (vergl. Abb. 89). Sowohl die sichtbaren als auch die nicht erkennbaren Abflüsse nehmen ihren Weg durch die Spalten des Gebirges und sie vereinigen sich zum grössten Teil in der Quelle der Orbe, welche bei dem Orte La Dernier in der Nähe der Stadt Vallorbe auf der Höhe + 789,0 m über Meeresspiegel aus einer Felswand heraustritt (vergl. Abb. 90).

Durch verschiedene Methoden, unter anderen dadurch, dass man die Temperatur des Wassers in den Seen und an der Quelle der Orbe verglich, hat man feststellen können, dass unter normalen Bedingungen von der Gesamtwassermenge der Orbequelle nur 60 % aus den Seen, die restierenden 40 % aber aus anderen unterirdischen Zuflüssen herrühren. Man hat auch durch Färben des Wassers an den einzelnen erkennbaren Ausflüssen die Zeit festgestellt, welche das Wasser von dem Austritt aus dem See bis zum Austritt der Orbequelle gebraucht. Es ergab sich, dass von dem Ausflusse bei Bonport, 8 km von der Orbequelle entfernt, das Wasser 22 Stunden gebraucht hat. Von dem Ausflusse am Lac de Joux bei Rocheray, 11 km von der Orbequelle, hat ein ähnliches Experiment mit gefärbtem Wasser eine Abflussdauer von zwölf Tagen ergeben.

Abb. 88. Ansicht der beiden Seen (Lac de Joux und Lac Brenet).

Aus den Beobachtungen, welche bis zum Jahre 1847 zurückgehen, ist als höchste Seespiegelkote + 1011,00 im Januar 1883 und als niedrigste + 1004,90 im Jahre 1865 ermittelt, sodass die grösste Differenz 6,10 m betragen hat. Da bereits auf der Höhe von + 1009,00 m Gehöfte und ackerbaulich bewirtschaftetes Land liegen, so hatten höhere Wasserstände ernste Übelstände im Gefolge, denen abzuhelfen seit längerer Zeit schon die Regierung

des Kantons Waadt bestrebt war. Das höchste Wasser tritt meistens im Frühjahr bei der Schneeschmelze, mitunter aber auch im Herbst nach langanhaltenden häufigen Regengüssen ein, das niedrigste Wasser dagegen meistens im Winter bei langandauerndemFrostwetter, aber auch im Sommer und Herbst während ausserordentlicher Trokkenperioden.

Abb. 89. Ansicht eines Trichters (L'entonnoir) bei Bon Port.



Abb. 90. Die Orbequelle bei La Dernier.



Die schnellste Hebung des Wasserspiegels ist im Oktober 1865 beobachtet, als in 10 Tagen der Wasserspiegel um 1,80 m stieg, sodass durchschnittl. 21 cbm/sek. zugeflossen sein müssen.

Man hat festgestellt, dass bei einer Wasserspiegelkote von + 1009,00 die 13 erkennbaren Ausflüsse etwa 5 bis 6 cbm/sek. abführen. Bei niedrigen Wasserständen nimmt diese Menge erheblich ab, sodass sie sich bei der Kote von + 1006,00 auf 1,6 cbm/sek. verringert. Unter den allerungünstigsten Annahmen beträgt die geringste Wassermenge, welche dem See noch zufliesst, 0,450 cbm/sek., d. h. nur etwa 2,15 l/sek. pro qkm des Vorflutgebietes. Man hat bei der Projektaufstellung angenommen, dass etwa die gleiche Wassermenge von 0,450 cbm/sek. durch die unsichtbaren Abflüsse aus den Seen abgeführt wird.

Im Jahre 1897 liess das Baudepartement des Kantons Waadt ein Projekt für die Regulierung der beiden Seen aufstellen[1]) mit der Vorschrift, dass der höchste Wasserstand + 1008,50 nicht überschreiten und dass der niedrigste Wasserstand + 1005,00 nicht unterschreiten sollte. Das ausgearbeitete Projekt wurde im Mai 1901 von dem grossen Rat genehmigt. Die für die Regierung kostenlose Ausführung übernahm die in der Überschrift genannte Gesellschaft auf ihre Kosten, wogegen ihr als Gegenleistung die bis

[1]) Die Bearbeitung übernahm Professor A. Palaz in Lausanne (vergl. S. 25).

zum 31. Dezember 1951 laufende Konzession zur Ausnützung der Wasserkräfte der Seen und der Orbe oberhalb und unterhalb der in § 10 besprochenen Wasserkraft von Les Clées vorbehaltlich der Rechte Dritter erteilt wurde.

Wegen des Projektes der Regulierung der Seen kann auf Seite 226 u. f. verwiesen werden. Erwähnt sei nur, dass man aus dem Staubecken bei voller Füllung (30000000 cbm) während 120 Tagen 2,9 cbm/sek. entnehmen kann. Liegt der Wasserspiegel bei Beginn der trockenen Zeit auf 1007,50, so stehen noch 2,05 cbm/sek., liegt der Wasserspiegel bei Beginn der trockenen Zeit auf 1007,00, noch 1,6 cbm/sek. während 120 Tagen zur Verfügung. Die letztgenannte Zahl ist als Minimum dessen zugrunde gelegt, was für Kraftzwecke sekl. zum Abfluss gelangt. Mit Hinzurechnung der 0,450 cbm, welche durch die unsichtbaren Ausflüsse aus den Seen abfliessen, wird man einschliesslich der anderweitigen direkten Zuflüsse in der Orbe unterhalb des Krafthauses bei La Dernier immer mindestens mit 3 cbm/sek. rechnen können, worauf konzessionsmässig wegen der unterhalb liegenden und anzulegenden Kraftwerke Rücksicht zu nehmen war. Der Höhenunterschied zwischen dem Seewasserspiegel auf + 1007,00 und dem Wasserspiegel der Orbe an der Stelle, wo das Krafthaus errichtet ist, beträgt rd. 236,0 m. Wenn man für Druckverluste im ganzen 2,0 m in Rechnung stellt und für die Turbinen einen Nutzeffekt von 75% annimmt, so sind für 1000 PS_e an den Turbinenachsen gemessen etwa 430 l Wasser nötig. Man hat also während 120 aufeinanderfolgenden Tagen mindestens 6740 PS_e zur Verfügung, wenn in den Seen 30000000 cbm aufgespeichert sind, und 3720 PS_e, wenn bei Beginn der Trockenperiode der Seespiegel auf + 1007 liegt, im See also nur 16900000 cbm aufgespeichert sind. Wie bereits erwähnt sind diese Kräfte während 24 Stunden verfügbar. Da nun aber während der Nacht der Konsum nur klein ist, so kann man die für 12 Stunden verfügbare Kraft fast auf das doppelte annehmen und man kann stundenweise einen gleichzeitigen Höchstkonsum befriedigen, welcher vielleicht das dreifache und mehr des durchschnittlichen Tageskonsums ausmacht. Es ist deshalb vorgesehen, das Krafthaus, in welchem zunächst nur 5000 PS_e in Turbinen aufgestellt worden sind, später zu erweitern. In dem 1904 dem Betriebe übergebenen Krafthause war noch Platz für 3 Einheiten.

Um die sichtbaren Ausflüsse abzusperren, hat man an allen 13 Trichtern Sperrmauern errichtet. Jede dieser Sperrmauern am Lac Brenet hat einen 1,60 m langen **Überlauf** mit der Krone auf + 1008,50, während die Krone der übrigen Mauerlänge auf + 1009,00 liegt. Ferner sind diese Sperrmauern mit Grundablässen versehen. Taf. XXX, Fig. 4 stellt einen Querschnitt durch die Sperrmauer am Brenetsee bei Bon-Port dar. Durch den Grundablass bei Bon-Port allein können 1,4 cbm/sek. fliessen. Einige von den Sperrmauern am Lac de Joux hat man ohne Grundablässe angelegt, die Kronen aber dafür durchweg auf + 1008,50 gelegt, sodass sie in ihrer ganzen Länge als Überläufe wirken.

Der **Werkkanal** war dem Bauprogramm entsprechend auf rd. 20 cbm/sek. einzurichten. Taf. XXX, Fig. 1 gibt einen Übersichtsplan der Gesamtanlage.

Der **Einlauf** befindet sich am nördlichen Ende des Lac Brenet an einer Stelle, welche die Bezeichnung „La Tornaz“ führt. Ein gekrümmter Vorkanal erstreckt sich bis in den See hinein und liegt mit der Sohle auf + 1003,30, sodass auch beim niedrigsten Wasserstand im See immer noch eine Wassertiefe von 1,70 m über der Sohle des Vorkanals verbleibt (vergl. Taf. XXX, Fig. 2 und 3). Die Ufer und Sohle desselben sind in Bruchsteinmauerwerk mit Zementfugen hergestellt. Vor den ersten Regulierungsschützen, welche durch ein Wärterhaus überbaut sind, liegt ein Rechen von 28 qm Fläche; er ist mit etwa 30° gegen die Horizontale geneigt und seine Stäbe haben eine lichte Entfernung von 30 mm voneinander. Vor dem Regulierhäuschen befindet sich eine Bedienungsbrücke für den Rechen. Die erste Regulieranlage besteht aus drei Schützen,

von denen die zwei unteren aus Holz bei einer Durchflussöffnung von je 1,5/2,0 m = 3,0 qm, die obere aus Gusseisen bei einer lichten Durchflussöffnung von 1,2 qm hergestellt sind. Bei einem Wasserstande von + 1008,50 vor und etwa + 1007,30 hinter den Schützen können durch dieselben etwa 20 cbm/sek. hindurchfliessen.

$$\{Q = \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2gh} = 0{,}62 \cdot 7{,}2 \cdot 4{,}429 \cdot \sqrt{1{,}20} \sim 20 \text{ cbm}\}.$$

Der **Werkkanal** liegt ganz im Tunnel; er beginnt 15,0 m hinter den ersten Regulierungsschützen und hat eine Gesamtlänge bis zur Druckkammer von 2632,0 m. Das Sohlengefälle beträgt etwa 3 ‰. Die erste Strecke von 971,0 m ist von 2 Stellen in Angriff genommen, die dann folgende Strecke ist durch 5 Seitenstollen in 6 Teile eingeteilt, deren Längen in dem Übersichtsplane Taf. XXX, Fig. 1 angegeben sind. Die zur Erleichterung der Arbeit und zur schnelleren Fertigstellung der Tunnelstrecke angelegten 5 Seitenstollen dienen zugleich zur Entlüftung, welche wünschenswert war, da der Kanal bei maximaler Füllung zum Teil unter Druck kommen kann. Das Querprofil des Werkkanals (vergl. Taf. XXX, Fig. 10) ist ganz mit Beton ausgekleidet und mit einem 2 cm starken Zementputz bis zu den Kämpfern überzogen. Die Querschnittsfläche beträgt rd. 5,7 qm und die Geschwindigkeit bei 20,0 cbm/sek. 3,52 m/sek.

Hinter dem Regulierungshäuschen führt eine kleine Treppe zu Steigeeisen, mittelst deren man zu einer Revisionsbrücke gelangen kann. Dieselbe ist auf eisernen Trägern 50 cm über der Sohle angelegt, damit man bei N.W. den Kanal der ganzen Länge nach begehen kann.

Vorrichtungen zur Verhütung des Eindringens von Sand waren am Einlauf nicht erforderlich, da die Seen selbst die wirksamsten Ablagerungsbecken bilden. Erwähnt sei nur noch, dass am Einlauf vor und hinter dem Rechen Dammbalkenschlitze angelegt sind, um sowohl den Rechen als auch die Schützen trocken legen zu können. 100,0 m hinter dem Beginn des Tunnels hat man zur grösseren Sicherheit nochmals eine Schützenanlage eingebaut, zu welcher man in einem Schacht von oben hinabsteigen kann.

Kurz vor dem Eintritt des Werkkanals in die **Druckkammer** erweitert sich derselbe auf 5,0 m (vergl. Taf. XXX, Fig. 6 bis 9). Die umgebende Örtlichkeit der Druckkammer lässt sich am besten aus Taf. XXXI, Fig. 1 erkennen. Bevor das Wasser in das Vorbecken gelangt, muss es einen Rechen passieren und tritt dann in die fast rechtwinklig zur Kanalachse gelegene Druckkammer, indem es abermals einen Rechen durchfliesst. Die Sohle steigt von dem Vorbecken zur Druckkammer um rd. 0,72 m an. Aus der Druckkammer münden drei Druckrohrstutzen aus, von denen 1904 sich nur der mittlere in einem Druckrohr fortsetzte, die andern dagegen noch mit Deckeln geschlossen waren. Jede Druckrohrausmündung kann für sich durch eine eiserne Schütze geschlossen werden. Da dieser Verschluss unmittelbar vor der Mündung liegt, sodass Luft bei geschlossener Schütze nicht in das Rohr hinein kann, ist auf das Druckrohr bald unterhalb der Kammer ein **Lüftungsrohr** gesetzt.

Das **Becken** vor der Druckkammer ist durch einen 13,0 m langen, einen rechten Winkel bildenden **Überlauf** begrenzt, über welchen bei grösster Füllung etwa 20 cbm/sek. fliessen müssen. In der Mauer, welche den Überlauf bildet, befinden sich gegenüber der Kanalmündung zwei Grundablässe, durch welche der Kanal und das Vorbecken, sowie die Druckrohrkammer entleert werden können. An Stelle eines **Überlaufkanals sind zwei eiserne Rohre** von je 850 mm Dm. verlegt, welche gleichfalls mit unmittelbar vor der Mündung liegenden Schützen verschliessbar sind. Infolge dieser Anordnung war es auch hier notwendig, auf die beiden Überlaufrohre **Lüftungsrohre** zu setzen. Die beiden schmiedeeisernen Überlaufrohre, in denen sich die Geschwindigkeit bis über

20 m/sek. steigern kann, münden in ein unmittelbar am Ufer der Orbe angelegtes Becken aus (vergl. Taf. XXXI, Fig. 6), dessen Sohle sorgfältig befestigt ist. Näheres vergl. Kap. III, 2 Werkkanäle. Über das Druckrohr ist im Kap. III, 4 Druckrohre noch einiges mitgeteilt. Erwähnt sei nur noch, dass die einzelnen Stücke des Druckrohres und der Überlaufrohre zum Teil durch eine Seilbahn, zum Teil durch ein Schmalspurgleis an Ort und Stelle befördert sind.

Das **Krafthaus** liegt am rechten Orbeufer. Eine eiserne Brücke von 21,60 m Spannweite führt von der am linken Ufer gelegenen Chaussee zum Krafthause herüber. Der Maschinensaal ist 55,0 m lang, 12,50 m breit und bis zur Oberkante der Kranbahn 6,70 m hoch. Ein Kran von 12 t Tragfähigkeit bestreicht den ganzen Maschinensaal (vergl. Taf. XXXI, Fig. 2 bis 5).

Der Maschinensaal ist vorläufig für acht Maschinensätze eingerichtet, von denen 1904 fünf zu je 1000 PS_e aufgestellt waren. An dem einen Ende der Halle befindet sich der Platz für die Erregermaschinen, von denen 1904 zunächst zwei Aggregate zur Aufstellung gelangt waren. An dem gegenübergelegenen Ende war vorläufig ein 4,0 m breiter Raum für die Aufstellung von Werkzeugmaschinen abgetrennt.

Wenn die drei Aggregate, für welche der Platz 1904 noch frei war, ebenfalls zu 1000 PS_e gewählt werden sollten, sodass im ganzen 8000 PS_e an Hauptturbinen aufgestellt wären, würde auf 100 installierte Nutz-PS_e rd. 8,60 qm Grundfläche des Maschinensaales entfallen, und wenn man den Raum für die Werkstatt mit 50,0 qm abzieht, noch beinahe 8,0 qm. Wenn man für die drei fehlenden Aggregate 2000pferdige Turbogeneratoren aufstellte, wofür der Raum gross genug ist, so würden immer noch rd. 6,16 qm pro 100 installierte PS_e entfallen.

Wegen der Vorrichtungen zur Vermeidung starker Wasserschläge im Rohr vergl. Kap. III, 4 Druckrohre.

Sehr bemerkenswert ist die Raumverteilung der **Schaltanlage**, welche in einem Anbau von 25,40 m Länge und 7,40 m Breite Platz gefunden hat. Dieser Anbau ist in vier Etagen eingeteilt, sodass für die Schaltanlage bei 8000 PS_e zusammen rd. 9,4 qm pro 100 installierte Nutz-PS_e, bei 11000 PS_e 6,9 qm zur Verfügung stehen würden. Die Gesamthöhe des Anbaus beträgt rd. 13,0 m. Die Decken und Wände im Schaltraum sind in Eisen und Beton ausgeführt. Das Dach des ganzen Maschinenhauses ist unverbrennbar in Eisen und Betonplatten nach dem System Münch mit Holzzementbedeckung hergestellt. Alle Stromunterbrecher und Sicherungen sind in kastenförmigen Räumen aus armiertem Beton untergebracht, und es ist für die Bewegung der Bedienungsmannschaften überall reichlich Platz vorhanden, sodass die Anlage modernen Ansprüchen wohl entspricht. Abb. 91 und 92 zeigen einen Quer- und einen Längsschnitt durch den Schaltraum. In der obersten Etage sind die Blitzschutzvorrichtungen (vergl. Taf. LXXVIII, Fig. 3), in der zweiten die Schalttafeln und die Schaltsäulen, in der dritten die selbstwirkenden Stromunterbrecher, in dem Kellergeschoss die Sammelschienen und die Schaltungstransformatoren untergebracht.

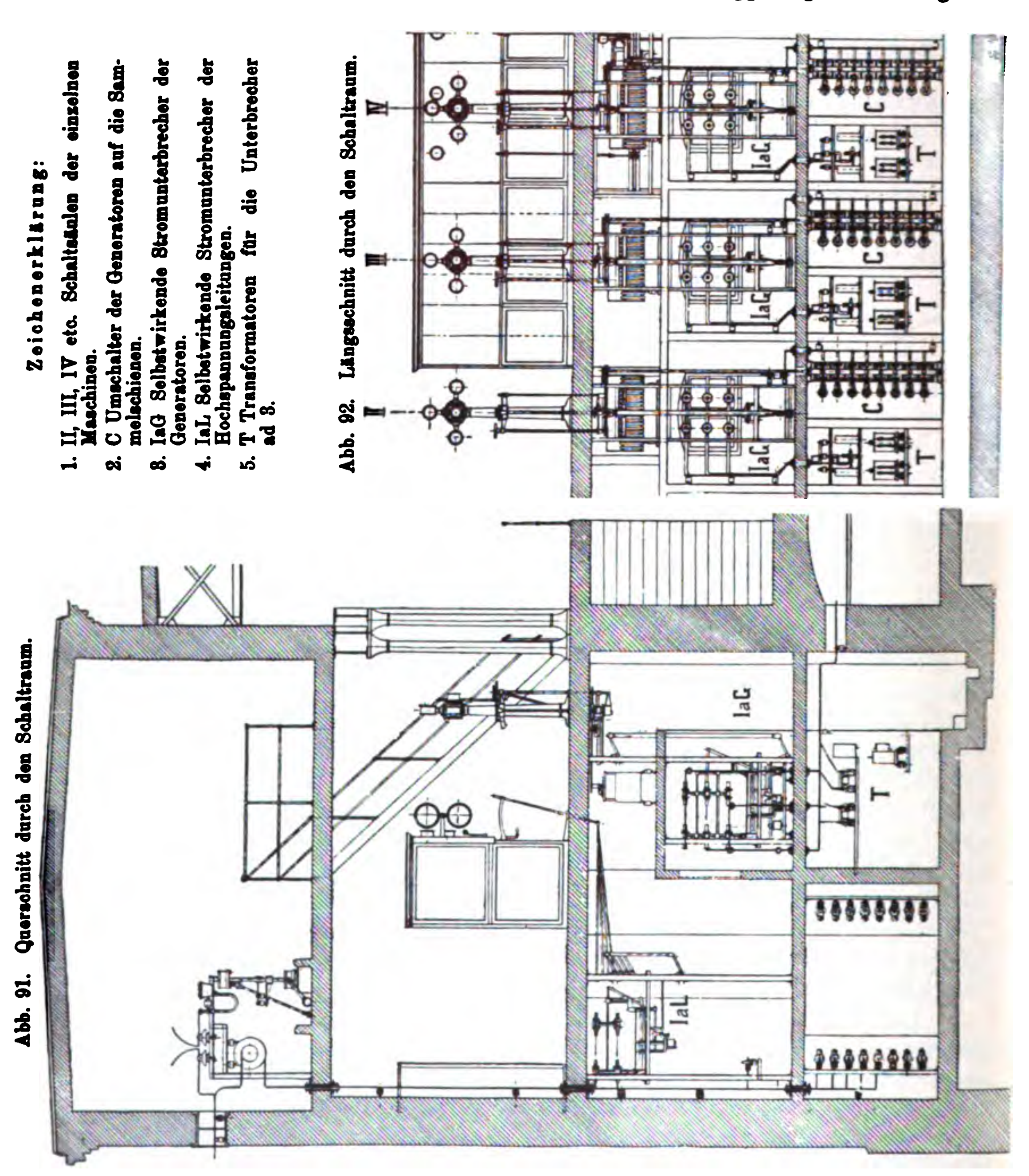
Der **Turbinenkanal** läuft parallel mit der Längsachse des Gebäudes unter den Turbinen entlang. Der ganze Raum unter den Dynamomaschinen bis zu der Umfassungsmauer des Maschinensaales ist überwölbt und im lichten 1,90 m hoch, sodass man überall bequem an die Maschinen herankann. In einem **Kabelkanal** von 2,0 m Breite und 1,9 m Höhe sind alle Maschinenkabel an den Seitenwänden auf Gestellen so untergebracht, dass jedes Kabel ohne weiteres zugänglich ist. Durch verschiedene Farben sind die zu den einzelnen Maschinen gehörenden Kabeln voneinander unterschieden.

Die 1904 bereits aufgestellten fünf grossen **Turbinen**[8]) von je 1000 PS_e machen

---

[8]) Geliefert von der A.-G. der Maschinenfabriken von Escher, Wyss & Co. in Zürich.

375 Uml./Min. Die zwei kleinen Erregerturbinen von je 150 PS. machen 750 Uml./Min. Die Turbinen sind **Peltonräder** mit einer Düse und äusserer Beaufschlagung. Ihre Konstruktion ist ähnlich derjenigen der Turbinen des Kubelwerkes (vergl. S. 415 und Taf. LXXVI, Fig. 4 bis 6). Die Turbinenwelle ist mittelst Zodelkuppelung, welche zugleich



Zeichenerklärung:

1. II, III, IV etc. Schaltsäulen der einzelnen Maschinen.
2. C Umschalter der Generatoren auf die Sammelschienen.
3. IaG Selbstwirkende Stromunterbrecher der Generatoren.
4. IaL Selbstwirkende Stromunterbrecher der Hochspannungsleitungen.
5. T Transformatoren für die Unterbrecher ad 3.

Abb. 92. Längsschnitt durch den Schaltraum.

Abb. 91. Querschnitt durch den Schaltraum.

als Schwungrad dient, mit den Generatoren gekuppelt. Sie ist bei den grossen Turbinen dreimal gelagert, damit man für den Fall, dass es sich für die Regulierung als notwendig herausgestellt haben würde, noch ein weiteres Schwungrad hätte anbringen können. Es sollen sich aber grössere Schwungräder als entbehrlich herausgestellt haben.

Die von der Lieferantin garantierten Nutzeffekte betrugen 78 % für Vollbelastung, 76 % für Dreiviertelbelastung und 74 % für halbe Belastung. Bei der Probeabnahme sollen die Turbinen bei voller Belastung 80 % Nutzeffekt aufgewiesen haben. Die Umlaufzahl der Turbinen darf bei gleichbleibender Belastung höchstens um 1 % schwanken. 4 % sind zugelassen, wenn die Belastung plötzlich um 25 % abnimmt, 13½ %, wenn sie plötzlich von Vollbelastung auf Leerlauf übergeht. Bei der Probeabnahme hat die Umdrehungszahl bei plötzlichem Übergang von Vollbelastung auf Leerlauf nur um 7½ % geschwankt und die Maschinen sind in 7—8 Sekunden wieder auf ihre normale Tourenzahl zurückgekommen.

Die **Generatoren**[4]) liefern Dreiphasendrehstrom von 13500 Volt mit 50 Per. Sie können aber auch als Einphasenmaschinen arbeiten.

Der innere Dm. des feststehenden Ankers beträgt 2,0 m, der äussere des beweglichen Induktors 1,980 m. Das Magnetrad hat 16 Pole. Die Maschinen können während acht Stunden mit einer Überlastung von 30 % laufen, ohne dass die Temperatur sich um mehr als 35° über diejenige der umgebenden Luft steigert. Die Isolation des Ankers ist mit 30000 Volt geprüft.

Der Strom für die Beleuchtung der Zentrale wird in Transformatoren, welche in der obersten Etage des Schaltraumes aufgestellt sind, bis auf 150 Volt herabtransformiert. Die Beleuchtung des Inneren und der Umgebung findet durch fünf Bogenlampen und durch zahlreiche Glühlampen statt. Für eine Notbeleuchtung dient ein Transformator, welcher an das Netz der Société Électrique du Châtelard (in der Nähe von Vallorbe) angeschlossen ist. Dieser Anschluss war für die Bauperiode gemacht und ist dann beibehalten. Das Schaltschema der Anlage ist auf Taf. LXXX, Fig. 2 wiedergegeben. (Vergl. Kap. III, 6, B. Krafthäuser, Elektrischer Teil.)

Die Gesellschaft war mit Rücksicht auf die in dem kleinen Kanton Waadt bereits bestehenden 14 älteren hydroelektrischen Kraftanlagen (vergl. S. 16) darauf angewiesen, diejenigen Gebiete des Kantons Waadt und der angrenzenden französischen Departements zu versorgen, die nicht schon belegt waren. Es mussten deshalb von vornherein an Hochspannungs-Fernleitungen 325,6 km verlegt werden. Von dem Krafthause auf schweizerischem Gebiet war 1904 am weitesten entfernt (67 km) die Transformatorenstell ein Mies, in der Nähe der Grenze des Kantons Genf. Nach der anderen Richtung (nach Neuchâtel zu) betrug die Entfernung der am weitesten abgelegenen Transformatorenstelle 65 km, sodass die äussersten Enden der Fernleitung 132 km auseinander lagen.

Man hat auf den Hauptlinien überall Doppelleitungen gelegt und Licht und Kraft getrennt und betreibt das Kraftnetz mit Dreiphasenstrom und das Lichtnetz mit Einphasenstrom. Die Spannung in dem Fernleitungsnetz ist wie die Maschinenspannung 13500 Volt. Bei der Betriebseröffnung 1904 waren bereits 235 Transformatorenstellen errichtet. Die Einphasentransformatoren sind in drei verschiedenen Typen von 10, 20 und 50 KW., die Dreiphasentransformatoren in 2 Typen von 20 und 50 KW. aufgestellt. Über die Konstruktion der eisernen und hölzernen Masten, sowie über die Einrichtung der Transformatorenstellen ist noch einiges im Kap. III, 7 Fernleitungen mitgeteilt. Die Stromverteilung im sekundären Lichtnetz findet nach dem Dreileitersystem mit 2mal 125 Volt statt. Das Netz ist berechnet mit einem Maximalverlust von 10 Volt, d. h. 4 %. Das sekundäre Netz für Kraftabgabe arbeitet mit 400 Volt. Alle Verteilungsnetze sind mit Ausnahme von kurzen Strecken oberirdisch. Die Lichtverteilungsnetze, an welche öffentliche Beleuchtung angeschlossen ist, haben noch einen vierten Draht für das Anzünden und Auslöschen der Lampen. Die Verteilung des Stroms war 1904 für 212 Gemeinden vorgesehen[5]). Die Gesamteinwohnerschaft des Gebietes, auf welches sich die Kraftverteilung erstreckt, beträgt nur 92000. Wegen des Tarifs vergl. Kap. III, 8 Tarife.

[4]) Geliefert von der Maschinenfabrik Örlikon in Örlikon-Zürich.

[5]) Die Einwohnerzahl dieser Gemeinden verteilt sich wie folgt:

10	Gemeinden	haben	weniger als 100	Einwohner	12	Gemeinden	haben	600—800	Einwohner
48	"	"	100—200	"	8	"	"	800—1000	"
55	"	"	200—300	"	7	"	"	1000—1200	"
43	"	"	300—400	"	8	"	"	1200—1500	"
16	"	"	400—500	"	2	"	"	1500—2000	"
9	"	"	500—600	"	4	"	"	2000—5000	"

Die Kosten der Anlage werden nach vollem Ausbau des Krafthauses etwa 9000000 Frs. betragen, wovon etwa $^2/_3$ auf das primäre und sekundäre Leitungsnetz entfallen. Dennoch kann die Gesellschaft auf eine Rentabilität hoffen, weil sie sich durch eine Garantie, welche der Kanton für eine Obligationsanleihe übernommen hat, billiges Geld verschaffen konnte und weil es ihr gelingen dürfte, auch neue Industrien heranzuziehen. Die Gesellschaft beabsichtigt noch ihre Konzession an der Orbe durch Errichtung eines Krafthauses mit 8000 PS_e (4 Gruppen à 2000 PS_e) bei dem Orte Montcherand auszunützen. Wenn diese zweite Anlage noch an das Netz angeschlossen ist, werden die hohen Kosten für das Fernleitungs- und Verteilungsnetz in einem besseren Verhältnis zu den Kosten der für die Krafterzeugung bestimmten hydro-elektrischen Anlagen stehen und die Gesellschaft kann durch billige Strompreise noch stärker auf Heranziehung neuer Industrien hinwirken.

---

§ 18. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Lac Tanay bei Vouvry[1]).

Die Société des Forces Motrices de la Grande-Eau besitzt in Vuargny, in einem kleinen Seitentale am rechten Rhoneufer unweit der Ausmündung dieses Flusses in den Genfer See ein Elektrizitätswerk, welches ein Gefälle des Flusses Grande-Eau von 200,0 m ausnützt; sie verteilt in einem sehr ausgedehnten Leitungsnetze, welches von Clarens bis Ollen, von Ormonts bis an die französische Grenze geht, elektrische Energie, hauptsächlich zu Lichtzwecken.

Die sekl. Wassermenge der Grande-Eau sinkt im Winter sehr stark herab, also gerade in den Monaten, wo der grösste Energiebedarf vorliegt. Ohne eine Reserve in Wärmekraftmaschinen oder in einer anderen geeigneten Wasserkraft konnte daher die genannte Gesellschaft nur verhältnismässig wenig elektrische Energie verkaufen, und es war ihr infolgedessen nicht möglich, die während des Frühlings, Sommers und Herbstes um mehr als das vierfache anwachsenden sekl. Wassermengen für ihr Unternehmen auszunützen. Unter diesen Verhältnissen bot der Gesellschaft die Ausnützung der Wasserkraft des Lac Tanay eine ausserordentliche günstige Gelegenheit zur Bildung einer Reserve und zur Ergänzung ihres alten Werkes. Der Lac Tanay liegt auf einem Gebirgsstock am linken Rhoneufer, etwa 3 km von der Rhone entfernt; sein normaler Wasserspiegel liegt auf + 1410, sein Vorflutgebiet beträgt rd. 7,5 qkm und die mittlere Regenhöhe etwa 1600 mm. Nimmt man an, dass ähnlich wie beim Lac d'Annecy (vergl. S. 225) etwa 60% der Niederschlagsmenge in den See zum Abfluss gelangen, so würde derselbe mit jährlich 7296000 cbm gespeist werden, d. h. durchschnittlich mit 231 l/sek. oder 30,4 l/sek./qkm. Der Wasserspiegel des Sees schwankt um etwa 26,0 m und bildet in diesem Stauraum ein Becken von etwa 3,5 Millionen cbm. Die Untersuchung der Ufer ergab, dass an dem einen sich eine unterseeische Öffnung (Crevasse) befand, aus welcher bei einem Wasserspiegel auf + 1410 rd. 346 l/sek. ausflossen. Ob noch andere

---

[1]) Die Abbildung ist dem Bulletin technique de la Suisse romande vom 5. Juli 1902 entnommen.

unterseeische Abflüsse vorhanden sind, konnte man mit Sicherheit nicht feststellen, aber man durfte aus den Beobachtungen des Wasserspiegels schliessen, dass, wenn es solche gibt, dieselben mit nicht mehr als höchstens 10 % der Wassermenge des erkennbaren Abflusses gespeist werden. Für die Anlage eines Krafthauses bot sich oberhalb des Dorfes Vouvry, welches etwa 1 km von der Rhone und etwa 5 km von der Ausmündung derselben in den Genfer See entfernt liegt, eine günstige Gelegenheit. Zwischen der für das Krafthaus gewählten Stelle und dem See konnte ein Druckgefälle von 920,0 m gewonnen werden, sodass jeder Liter Wasser eine Kraft von 9,2 PS_e darstellte und für eine PS_e-Stunde rd. 392 l genügten. Man konnte also allein mit dem Stauinhalt von $3\frac{1}{2}$ Millionen cbm bei z. B. 1000 Betriebsstunden im Jahre rd. 9000 PS_e leisten und wurde so in die Lage versetzt, die Anschlüsse, soweit nur irgend der Bedarf sich zeigte, zu vermehren und auf diese Weise auch eine bessere Ausnützung des Elektrizitätswerkes bei Vuargny zu ermöglichen.

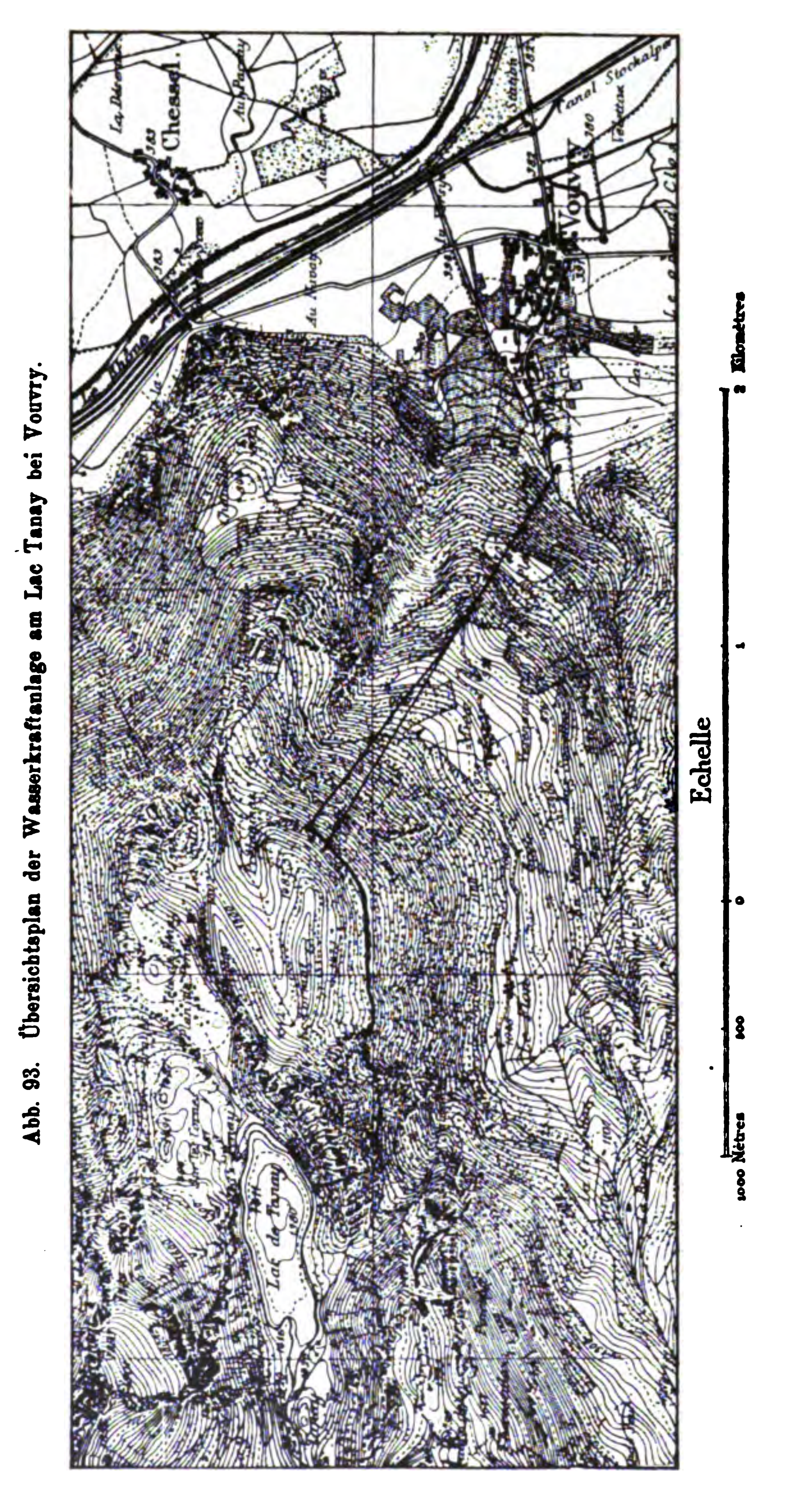


Abb. 93. Übersichtsplan der Wasserkraftanlage am Lac Tanay bei Vouvry.

Die Wasserentnahme aus dem See wurde an der Stelle des erwähnten unterseeischen Abflusses angelegt. Zu diesem Zwecke wurde ein 36,0 m tiefer Brunnen in der Nähe des Seeufers abgeteuft, dessen Krone hochwasserfrei und dessen Sohle etwa 7,0 m über Seesohle auf + 1387,0 liegt. Von diesem

Brunnen zweigt ein Tunnel in den See ab, dessen Scheitel etwa auf + 1390 liegt. Dieser Tunnel war bei der Betriebseröffnung 1902 noch nicht ganz bis in den offenen See durchgebrochen, man hat sich vielmehr zunächst begnügt, den natürlichen, oben erwähnten unterseeischen Abfluss zu fassen, da die aus demselben austretende Wassermenge für absehbare Zeit den Bedürfnissen der Gesellschaft vollkommen genügte. Konzessionsgemäss ist der Wasserabfluss so zu regeln, dass der Seespiegel die Kote + 1416 nicht überschreitet, welche um ein geringes tiefer liegt als die höchste bekannte Spiegellinie. Der erwähnte Brunnen ist durch eine lotrechte Wand aus perforiertem Eisenblech in zwei Teile geteilt, sodass Laub und andere Schwimmkörper in der seewärts gelegenen Abteilung des Brunnens zurückgehalten werden. Aus der landwärts gelegenen Abteilung des Brunnens mündet ein Tunnel von 3 qm Querschnitt ab, dessen Mündungsöffnung mit Walzträgern und Beton geschlossen ist. In der Abschlusswand befinden sich oben ein mit eisernem Deckel verschlossenes Mannloch von 0,80 m Dm., darunter ein Entlüftungsrohr von 100 mm Dm., welches mit einem Hahn verschlossen und auch als Umlaufrohr benutzt werden kann, und am Boden des Tunnels nebeneinander 3 gusseiserne Rohre von je 400 mm Dm. Letztere enden in dem Brunnen selbst in rechtwinklig nach oben gebogenen trompetenförmigen Öffnungen, welche durch konische Sitzventile verschliessbar sind. Die Sitzventile sind an Ketten aufgehängt und können durch Anziehen oder Nachlassen derselben geöffnet und geschlossen werden. Um das Öffnen zu erleichtern, dient das erwähnte Entlüftungs- und Umlaufrohr von 100 mm Dm. Ohne diese Entlastung würde bei höchstem Seespiegel ein Zug von mehr als 3 t für jede Ventilkette nötig gewesen sein. Der aus dem Brunnen ausmündende Tunnel hat eine Länge von 300,0 m (vergl. Abb. 93) und ist mit Rücksicht auf den grossen Wasserdruck trotz des kompakten und dichten Felsens vollkommen mit Beton ausgekleidet. Er mündet nach Süden in das Tal des Fosseau aus und zwar liegt daselbst seine Sohle 2,0 m tiefer als im Brunnen. Etwa 30,0 m oberhalb der offenen Ausmündung dieses Tunnels zweigt ein zweiter etwa 100,0 m langer Tunnel ab, mit dem ersteren ungefähr einen rechten Winkel bildend. Oberhalb der Abzweigung ist das Tunnelprofil des ersten Tunnels wieder durch einen Pfropfen aus Eisen und Beton abgeschlossen und in dieser Abschlusswand befinden sich wiederum ein Mannloch oben und 3 gusseiserne Rohre von 400 mm Dm. unten, von denen 2 mit Schwimmventilen und 1 mit einem Schieber verschliessbar sind. Unterhalb der Abzweigung ist in einem Brunen eine Betonwand errichtet. Wenn die Turbinen arbeiten, sinkt der Wasserspiegel vor der Öffnung des zweiten Tunnels und die Schwimmer halten die Ventile der zwei Rohre geöffnet. Wenn Wasser in dem Krafthause nicht gebraucht wird, steigt der Spiegel und die Schwimmer schliessen die Ventile. Steigt der Wasserspiegel über die Krone der oben erwähnten Betonwand, so fliesst das Wasser nach dem Tal des Fosseau aus. Soll der Wasserspiegel des Sees gesenkt werden, so öffnet man den Schieber am dritten Rohre und kann auch durch Gegengewichte die Schwimmerventile offen halten. Ein in der erwähnten Betonwand befindliches Spülrohr kann in diesem Falle geöffnet werden. Das untere Ende des zweiten Tunnels ist durch Mauerwerk verschlossen und mit einem kleinen Spülrohr nebst Schieber versehen. Ein schmiedeeisernes Rohr von 0,80 m Dm. und 100,0 m Länge verbindet das Ende des zweiten Tunnels mit dem Anfang eines dritten von 300,0 m Länge. Auch die letztgenannten beiden Tunnelstrecken sind mit Beton ausgekleidet. Am Ende des dritten Tunnels geht die Druckleitung wieder in ein schmiedeeisernes Rohr von 0,80 m Dm. und 1200,0 m Länge über. Dieses Rohr hat ein Gefälle von 0,5% und ruht auf einem Betonbett von 3,0 m Breite, welches mit 1,0 m hohen Trockenmauern eingefasst ist. Das eiserne Rohr ist überall mindestens 1,0 m mit Boden bedeckt und auf diese Weise sowohl gegen fallendes Gestein als auch gegen die Einwirkungen des Tempe-

raturwechsels geschützt. Das untere Ende der genannten schmiedeeisernen Rohrleitung geht in ein Gewölbe über, aus welchem 3 Rohrstutzen von je 0,50 m Dm. abzweigen. Zwei von diesen Rohrstutzen sind vorläufig durch Deckel geschlossen und nur einer setzt sich als Druckrohrleitung fort. Bis zu dem gewölbten Raume überschreitet die Druckhöhe 21,0 m nicht, aber von hier ab wächst sie auf einer Länge von 1940,0 m um rd. 900,0. An der Ausmündung des Druckrohres aus dem gewölbten Raum ist ein selbstwirkendes Glockenventil angebracht, welches durch eine horizontale Achse geführt wird, und welches durch einen mit einem beweglichen Gegengewicht versehenen Hebel offen gehalten wird. Indem das Wasser durch den ringförmigen freien Raum zwischen Ventil und Rohrmündung eintritt, verliert es an Druck, sodass die Druckdifferenz zwischen den beiden Seiten des Ventils für den Fall eines Rohrbruches genügen würde, um das Ventil zu schliessen. Um bei plötzlichem Schluss des Ventils Wasserschläge in der oberen Rohrleitung zu vermeiden, ist auf das 0,80 m weite Rohr ein Steigerohr von 25,0 m Höhe und 0,40 m Weite aufgesetzt. Ein Umlaufrohr mit Hahn gestattet, das geschlossene Ventil zu entlasten, sodass es leicht geöffnet werden kann. Ein Entlüftungsrohr hinter dem Sicherheitsventil lässt die Luft bei plötzlicher Schliessung eintreten und beim gewöhnlichen Betriebe entweichen. Man hat sich dazu entschlossen, das eigentliche Druckrohr, welches in Siemens-Martin-Stahl aus geschweissten Röhren hergestellt ist, nicht auf einzelne Fundamente, sondern in einer Baugrube auf Schotter zu verlegen. Die Baugrube ist grösstenteils 1,50 m tief in den Felsen eingesprengt oder zwischen Trockenmauern hergestellt, sodass das Druckrohr überall mit mindestens 1,0 m Boden bedeckt ist. Auf diese Weise konnte man auf die Anbringung von Dilatationsvorrichtungen verzichten, auch waren Verankerungen an den Knickpunkten nicht erforderlich. Bei der gewählten Bedeckung brauchte man auch Frost nicht mehr zu fürchten, welcher bei offener Rohrleitung immerhin hätte gefährlich werden können, da es vorkommen kann, dass die Turbinen auf längere Zeit ausser Betrieb gesetzt werden. Man hat sich dem Terrain mit dem Druckrohr nach Möglichkeit angeschmiegt und durch an den Flanschen eingelegte Keilstücke die Möglichkeit verschafft, beliebige Winkel bis zu 10° herzustellen. Die Rohrverbindungen bestehen aus angeschweissten Winkellaschen, welche durch starke stählerne Flanschringe und Bolzen zusammengehalten werden. Die Winkellaschen greifen mit Nut und Feder in einander ein, und die Dichtung ist durch einen kleinen Kupferring mit Asbestseele herbeigeführt. Dieser Ring von etwa 3 mm Dm. wird nach dem Anziehen der Bolzen auf einen Bruchteil eines mm zusammengepresst. Wegen der Druckrohre vergl. Taf. LVIII, Fig. 10 und 11. Die Berechnung der Druckrohre erfolgte derart, dass bei dem höchsten statischen Druck eine höhere Beanspruchung als 750 kg/qcm. nicht eintritt. Jedes Rohr musste in der Werkstatt unter einem Druck geprüft werden, welcher 50% höher als der zu erwartende statische Druck war. Auf den ersten 635,0 m hat das Druckrohr einen äusseren Dm. von 500 mm, und die Rohre sind von Hand geschweisst. Die Stahlstärke wächst von 7 bis 11 1/2 mm. An diese Strecke schliesst sich ein Hosenrohr an, in welchem sich das grosse Rohr in zwei kleine von 341 mm äusserem Dm. gabelt. In dem Hosenrohr sind 2 Schieber von je 300 mm lichtem Dm. mit Umlaufrohren angelegt. An das Hosenrohr schliesst sich dann eine 1300,0 m lange Doppelleitung von 341 mm äusserem Dm. an, deren Wandstärke allmählich von 8 auf 18 mm wächst. Diese Rohre sind maschinell geschweisst, weshalb der äussere Dm. für alle Rohre derselbe bleiben musste. Alle Rohrleitungen sind mittels einer Seilbahn (vergl. Taf. LIX, Fig. 13 und 14 und Kap. III, 4 Druckrohre) an Ort und Stelle gebracht und zwar sind die Rohre so nahe wie möglich bei ihrer Verwendungsstelle, aber stets oberhalb derselben

abgelegt und dann mit Seilen und Flaschenzügen an die richtige Stelle heruntergelassen. An dem Krafthause ist jeder der beiden Druckrohrzweige mit einem Schieber von 300 mm abschliessbar, welcher durch ein Umlaufrohr entlastet werden kann.

Das **Krafthaus** ist ein rechteckiger Bau von 66,0 m Länge und 14,0 m Breite. Es steht lotrecht zur Hauptneigung des Abhanges, sodass nach der Bergseite der Maschinenflur und nach der Talseite der Kellerflur in Terrainhöhe liegen. Nach der Bergseite steht das Krafthaus auf einer Futtermauer, mit welcher parallel drei Pfeilerreihen errichtet sind. Diese tragen gemeinsam mit der Futtermauer die Decke des Maschinensaals. Zwischen den Pfeilern sind Gurtbögen geschlagen und diese tragen 220 mm hohe und 0,50 m von Achse zu Achse voneinander entfernte I-Träger, zwischen denen eine Betondecke eingebaut ist. Das Kellergeschoss ist 4,00 m hoch. Zwischen den beiden Mittelpfeilern sind die elektrischen Maschinenkabel untergebracht. Die beiden äusseren Längsräume enthalten die Druckrohre und die Ausgussrohre der Turbinen. Jede Turbine ist mit einem Ausgussrohr von 0,4 m Dm. versehen. In dem Maschinensaal waren 1902 zunächst 4 Turbinen von je 500 PS_e aufgestellt, während Platz für im ganzen 20 Turbo-Generatoren vorhanden ist. Jedes Druckrohr von 341 mm äusserem Dm. verzweigt sich in dem Kellergeschoss des Krafthauses in zwei Rohre von je 210 mm Dm., und von diesen zweigen dann die einzelnen **Turbinenrohre** von 150 mm Dm ab. Die **Turbinen** sind Peltonräder und machen 1000 Uml./Min. Sie verbrauchen je 52 l/sek. bei normaler Leistung. Die Umfangsgeschwindigkeit des Laufrades beträgt 62,8 m/sek.[2]). Jede Turbine wird aus zwei Düsen beaufschlagt, von denen nur eine durch den Servomotor reguliert werden kann, sodass niemals ein völliger Abschluss stattfindet und starke Schläge im Rohr infolge der Turbinenregulierung nicht auftreten können. Abbildungen der Turbinen befinden sich auf Taf. LXXVI, Fig. 7 bis 12 (vergl. Kap. III, 5 Turbinen).

Erwähnt sei noch, dass das eiserne Polonceaudach des Maschinenhauses ganz aus Stein und Eisen hergestellt ist. Auf den Bindern liegen T Eisen-Pfetten von 35 mm Höhe, welche auf ihren unteren Winkelflanschen Hohlziegel tragen, die dicht an dicht geschoben die unten sichtbare Dachfläche bilden. Die vertikalen Stege der T-Eisen stehen so weit vor, dass sie die Nasen der Dachziegel aufnehmen können. An beiden Enden des Maschinensaals ist ein Raum von je 5,0 m Tiefe für die Schaltanlage reserviert. Das Podium des Schaltbrettes befindet sich etwa 1,5 m über dem Maschinenflur. Jede Turbine ist mit einem Einphasen-Wechselstrom-Generator[3]) direkt gekuppelt, welcher den Strom mit 5500 bis 6000 Volt und 50 Per/sek erzeugt. Die Spannung ist dieselbe wie diejenige des Elektrizitätswerkes in Vuargny, sodass die beiden Werke gleichzeitig und parallel auf das Netz arbeiten können.

---

[2]) Von den zuerst aufgestellten Turbinen sind zwei von Duvillard, Lausanne, und zwei von den Ateliers des constructions mécaniques in Vevey, Schweiz, geliefert.

[3]) Zwei der zuerst aufgestellten Generatoren sind von Brown, Boveri & Co. in Baden und zwei von der Compagnie de l'Industrie Électrique in Genf geliefert.

§ 19. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk Hagneck am Aarekanal bei Biel (Schweiz). Hierzu Taf. XXXII und XXXIII[1]).

Um das vor dem Bielersee im Aaretal gelegene sogenannte „Grosse Moor" zu entwässern und um zu gleicher Zeit für die Abführung des Hochwassers der Aare und der von dem Flusse mitgeführten grossen Geschiebemassen zu sorgen, wurde in der Zeit von 1870 bis 1880 von dem Orte Aarberg bis zum Bieler See ein Kanal von 8,6 km angelegt (vergl. Taf. XXXII, Fig. 1). Der Kanal hat in der Sohle eine Breite von 36,0 m. Er durchdringt bei dem Dorfe Hagneck eine dem See vorgelagerte Hügelkette mit einem 900,0 m langen und zum Teil 34,0 m tiefen Einschnitt. In der Nähe der Stadt Biel mündet ein künstlicher Kanal aus dem See, welcher das Wasser aus dem See wieder in die Aare zurückleitet. Für den unteren Verlauf der Aare bildet also der Bieler See ein Staubecken. In dem genannten Kanal zwischen Aarberg und dem Bieler See ist bei N.W. ein Gefälle von 9,0 m und schon bei der Ausführung desselben wurde auf die Ausnutzbarkeit der hier zur Verfügung stehenden Wasserkräfte hingewiesen. Im Jahre 1891 erwarb eine Anzahl beteiligter Gemeinden die Konzession zur Ausnutzung dieser Wasserkräfte. Ein grosszügiges, für die Ausführung geeignetes Projekt entstand aber erst, als die Konzession im Jahre 1896 an eine grosse Elektrizitätsgesellschaft überging[2]). Es sollen in der Aare bei niedrigstem Wasser noch 60 cbm/sek. zur Verfügung stehen, und es konnte durch eine etwa 150,0 m vor der Ausmündung des Kanals in den See liegende Wehranlage bei N.W. ein Stau von 9,0 m erzielt werden. Bei Hochwasser blieb noch ein nutzbares Gefälle von 5,8 m, bei normalem Wasser von 7,3 m. Zu Zeiten des geringeren Gefälles stehen erheblich grössere Wassermengen als 60 cbm/sek. zur Verfügung.

Das gesamte Kraftwerk besteht aus dem Wehr mit der zugehörigen Regulierung des Aarekanals, dem Werkkanal, dem Krafthause, dem Unterwasserkanal und dem Leitungsnetz (vergl. Taf. XXXII, Fig. 2).

Aus den Bedingungen der Konzession bezüglich der höchsten zulässigen Stauweite bei Hochwasser ergab sich eine Gesamtbreite des **beweglichen Wehres** von 63,4 m. Diese wurde durch drei Mittelpfeiler in vier Öffnungen eingeteilt, deren Verschlüsse so einzurichten waren, dass sie bei Hochwasser gänzlich beseitigt werden konnten. Man legte an die rechte Kanalseite die vorgeschriebene **Flossgasse** in einer Breite von 12,30 m an, daran anschliessend zwei **Grundablässe** von je 10,0 m Breite und am linken Ufer eine Öffnung von 23,0 m. Um Vertiefungen der Sohle oberhalb des Wehres durch den starken Strom bei Öffnung aller Wehrverschlüsse zu vermeiden, wurde vorgeschrieben, dass die Sohle der Grundablässe 3,0 m über die vor Beginn des Baues bestehende Sohle des Kanalbettes gelegt wurde. Die Sohle des Aarekanals bestand aus nicht sehr fester, aber undurchlässiger Molasse. Es war deshalb notwendig, die Ufer und Mittelpfeiler des Wehres mittelst Caissons tief unter der Kanalsohle zu fundieren, um ihnen bei dem hohen Wasserdruck die nötige Standsicherheit zu geben. Die Sohle der Grundablässe liegt auf + 434,05, die der Flossgasse etwa 3,0 m höher und die der linken Öffnung

---

[1]) Die Abbildungen sind zum grössten Teile der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1901, „Das Elektrizitätswerk Hagneck" von Prof. Dr. H. Kupp, S. 937 u. ff., entnommen.

[2]) Die Erwerberin war die A.-G. „Motor", eine mit der A.-G. Brown, Boveri & Co. in Baden (Schweiz) verbundene Unternehmungsgesellschaft. Der wasserbauliche Teil des Projektes ist von Conrad Zschokke in Aarau entworfen und ausgeführt (vergl. S. 25).

auf + 436,30. Die Flossgasse ist etwa 40,0 m lang und beiderseits durch Mauern aus Hausteinen eingefasst. Ihre Sohle ist auf Pfählen und Beton fundiert und durch einen Bohlenbelag abgeschlossen, welcher auf einem Rost von Holmen und verankerten Querbalken befestigt ist. Zwischen der Flossgasse und dem rechten Ufer liegt die Fischleiter, deren oberer Eingang in den rechten Uferpfeiler eingelegt ist. Der Verschluss der Flossgasse erfolgt durch eine einzige eiserne Schütze, welche in der Mitte eine bis etwa 1,50 m unter den normalen Stauspiegel reichende bewegliche Eisschütze trägt, um bei Eisgang das Eis abführen zu können. Da die Sohle des Werkkanals, von dem später noch die Rede sein wird, etwa 2,50 m höher als die Schwelle der Grundablässe liegt, so ist eine Verkiesung des Kanaleinlaufs kaum zu befürchten, denn wenn die Sohle des Aarekanals bis zur Sohle des Einlaufs zum Werkkanal mit Kies gefüllt sein sollte, so muss sich durch Ziehen der Grundschützen nach der Spülrinne zu eine so steile Böschung im Kiese bilden, dass die Kiesablagerungen vor dem Einlauf mit in die Spülrinne hineingezogen werden. Wenn auch die Lage der Grundablässe am rechten Ufer vielleicht vorzuziehen gewesen wäre, um den Kanaleinlauf noch wirksamer von Kies frei zu halten, so war andererseits die Lage der Flossgasse am rechten Ufer im Interesse der Flösserei die wünschenswerteste. Da die Flösserei bei geringem Wasser in der Aare selten vorkommt, sondern meist nur zu einer Zeit, wo ohnehin die Grundablasschützen teilweise geöffnet sind, so kann einer schädlichen Senkung des Wasserspiegels beim Öffnen der Flosschütze durch Schliessen der Grundablasschützen genügend vorgebeugt werden. Zwischen den Pfeilern besteht der feste Teil des Wehres aus einem in der Stromrichtung 11,0 m breiten Betonkörper, in dem zur Materialersparnis in der Mitte grössere Öffnungen ausgespart worden sind. Die Fundierung erfolgte, je nach der Beschaffenheit der vorgefundenen Molasse, in verschiedener Tiefe. Zur Abdichtung der Kanalsohle aufwärts vom Wehre ist dieselbe mit einer Betondecke belegt. Bei den Grundablässen ist als Schwelle für die Schützen eine gehobelte Eisenplatte eingelegt, ähnlich derjenigen bei Chèvres und daran schliesst sich ein Holzboden in der Neigung von 1 : 10, welcher auf einem Rost verankerter Balken befestigt wurde. Hinter diesem massiven Wehrkörper schloss sich noch ein etwa 12 bis 15,0 m langer Abfallboden an, welcher aus schweren Steinfaschinen zwischen gerammten Pfählen und einer soliden Abpflasterung aus lagerhaften, schweren Steinplatten gebildet war. In derselben Weise war auch die Fortsetzung des Abfallbodens der linken Wehröffnung gebildet (vergl. Taf. XXXII, Fig. 3 und 4). Das reissende Wasser hat aber diese Faschinenböden bald fortgeschwemmt, weil durch die Pfähle die an sich schon bröckelige Molasse noch mehr gelockert worden war und den Pfählen keinen genügenden Halt bot. Man hat deshalb später während N.W. und bei geschlossenen Schützen, also zu einer Zeit, als im Unterwasser völlige Ruhe herrschte, mittelst Trichter die in der Sohle entstandenen Kolke durch Schlackenbeton ausgegossen und so hinter dem geneigten Bohlenboden einen Absturz und einen mehr horizontalen Abfallboden geschaffen. Diese Art der Befestigung soll sich gut bewährt haben.

Die Schützen der beiden 10,0 m breiten Grundablässe sind nach dem Muster der Schützen bei Chèvres gebildet und laufen wie diese auf einer Walzenreihe. Auch ist hier in ganz ähnlicher Weise wie dort die Dichtung durch einen eisernen Rundstab zwischen zwei Dichtungsflächen bewirkt. Über das ganze Wehr hinweg führt eine Bedienungsbrücke (vergl. Taf. XXXII, Fig. 6). Über den mittleren Öffnungen der Grundablässe liegen hohe Gitterträger, welche am Untergurt eine Fussgängerbrücke tragen und oben den elektrisch angetriebenen Bewegungsmechanismus für die Schützen. Die Seiltrommeln, über welche die Hebungsseile der Schützen laufen, liegen auf Konsolen und zwar derart, dass die Schützen mit ihrer Unterkante bis über das höchste Hoch-

wasser gezogen werden können. Die Schützen sind als Kastenträger mit geradliniger Vorder- und Hinterfläche ausgebildet, sodass sie vor der Bedienungsbrücke im aufgezogenen Zustande Platz finden. Die linke Öffnung ist durch **Rolladen** verschliessbar, welche sich gegen 18 eiserne Gittersäulen lehnen. Je zwei und zwei derselben sind zu Rahmen vereinigt und können gemeinschaftlich heruntergelassen werden (vergl. Taf. XXXII, Fig. 5 und 7). Sie tragen an ihrem unteren Ende ein horizontales Gelenk und sind oben im aufgerichteten Zustande durch Klinken gehalten. Ein auf der Bedienungsbrücke fahrbarer Krahn dient dazu, sowohl die Rolladen hochzuziehen als auch die Griesständer herunterzulassen. Am oberen Ende ist an jedem Griesständer ein Bügel angebracht, auf dem er im herabgelassenen Zustande auf dem Sturzbette aufruht. Die Rolläden sind aus Holzleisten mit trapezförmigem Querschnitt gebildet, welche untereinander einen recht guten Schluss geben. Die einzelnen Rollen ruhen in herabgelassenem Zustande in Schalen, welche von eisernen Platten getragen werden. Letztere sind in Gelenken drehbar, sodass sie sich beim Herablassen der Griesständer gleichfalls mit umlegen. Die Dichtung der Platten erfolgt durch ein durchlaufendes Gusstück. Der dichte Anschluss der einzelnen Platten und Schalen untereinander ist nicht leicht zu erreichen. Dafür ist aber die Bedienung der Rolladen eine sehr leichte und verhältnismässig einfache. Wenn die äussere lose Kette angezogen wird, wickelt sich die Rollade auf der Walze auf, indem diese emporrollt.

Die Ufer mussten auf- und abwärts des Wehres mit Steinpackungen befestigt werden. Von dem rechten Wehrpfeiler bis zu dem Werkkanal ist das Ufer des Aarekanals durch eine Steinmauer gebildet, welche sich auch noch, rechtwinkelig abbiegend, im Werkkanal fortsetzt.

Der **Werkkanal** ist nur 200,0 m lang und in der Sohle normal 27,0 m breit. Die Sohle sowohl wie die Böschungen sind mit Kalksteinen gepflastert. Erstere steigt nach dem Krafthause zu etwas an. In ihrer Mitte ist eine Rinne angelegt, nach welcher beide Seiten der Sohle Gefälle haben. Der Wasserspiegel kann durch Ziehen der Schützen im Aarekanal genügend reguliert und nötigenfalls soweit gesenkt werden, dass die Sohle des Werkkanals völlig trocken wird. Es war daher entbehrlich, besondere Einlaufschützen anzulegen. Auch konnte am Krafthause ein Überfall und ein Grundablass entbehrt werden. Um Stückeis und andere grosse Schwimmkörper vom Kanal fernzuhalten, sind am **Einlauf** vier eiserne Böcke aufgestellt, vor welchen eine schwimmende Brücke von Holz angelegt ist. Diese Brücke dient zur Kommunikation zwischen beiden Ufern und zugleich dazu, gesammeltes Stückeis nach der Eisschütze fortschieben zu können. Vor den **Turbinenkammern** erweitert sich der Werkkanal auf 36,0 m, und so wird der Platz für fünf Turbinenkammern von je 6,0 m lichter Breite gewonnen. Durch vier Längswände von 1,50 m Dicke sind die Turbinenkammern voneinander getrennt. Jede Turbinenkammer ist für sich durch zwei Drehtore[3]) abschliessbar (vergl. Taf. XXXIII, Fig. 2 und 5 und Abb. 94). Vor der Turbinenkammer liegt in üblicher Weise ein Rechen mit einer Neigung von etwa 45° gegen die Horizontale. Da Eintreten von Eis in den Kanal nicht zu befürchten war, auch Überlauf und Grundablass nicht vorhanden sind, konnte der Rechen parallel zur Achse des Krafthauses aufgestellt werden. Letztere ist lotrecht zur Kanalachse gelegt. Vor dem Krafthause und über den Vorkammern ist eine etwa 2,50 m breite Bedienungsbrücke für die Reinigung des Rechens angeordnet. Im Herbst bei Laubfall kommt recht viel Laub in den Werkkanal hinein, sodass alsdann mehrere Kolonnen beschäftigt sind, mit langen Harken das Laub zu beseitigen. Wegen

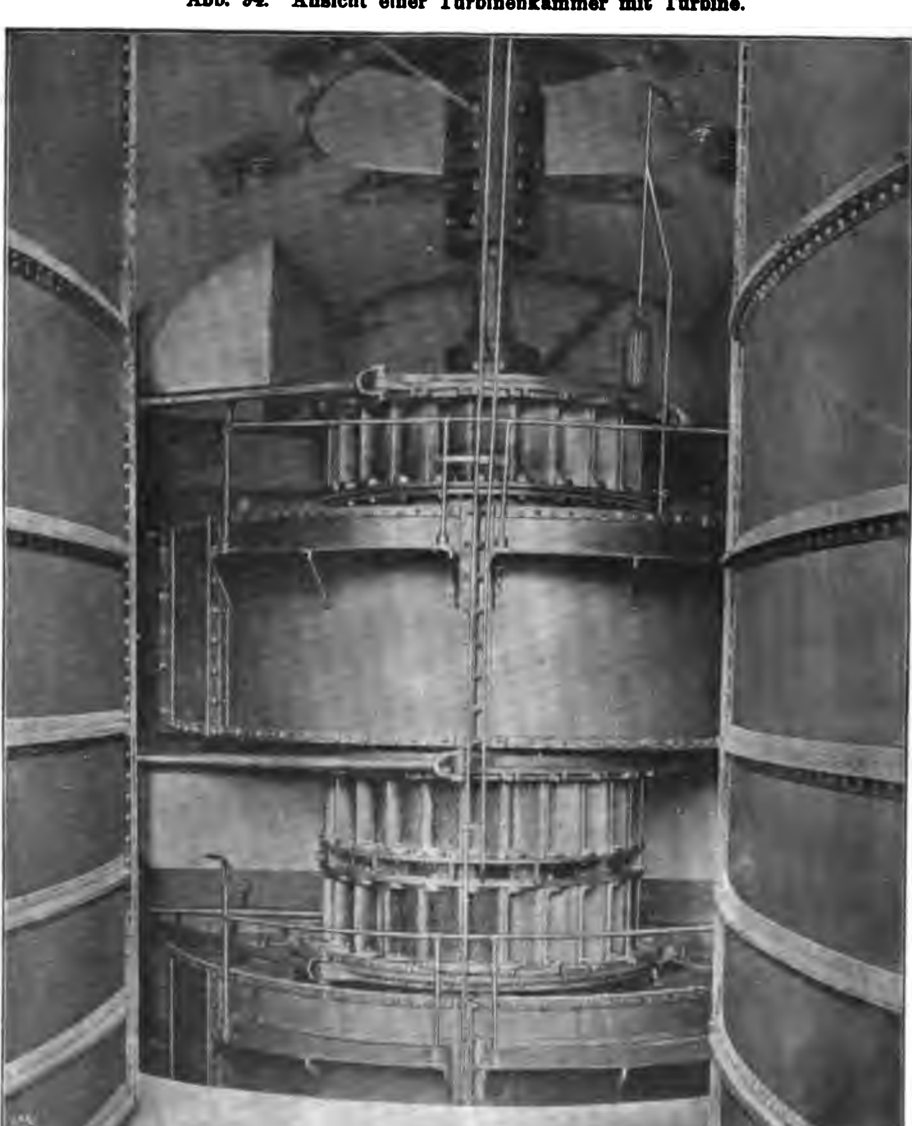
---

[3]) Eine Abbildung der Drehtore findet sich im Kap. III, 3, Schützen.

der Länge und Schwere der Harken hat sich die gewählte Breite der Bedienungsbrücke als durchaus erforderlich herausgestellt.

Das **Krafthaus** besteht aus zwei Teilen und zwar aus einem innerhalb des Kanalbettes liegenden Teil, welcher die Hauptturbinenkammern und den Maschinensaal enthält,

Abb. 94. Ansicht einer Turbinenkammer mit Turbine.



und einem auf dem rechten Ufer befindlichen Anbau, enthaltend drei kleinere Turbinen für die Erregung und die Reguliertransmission und darüber die **Schaltanlage.** Die Gesamtlänge des Maschinensaales ist im Innern gemessen rd. 46,0 m, die lichte Breite 11,0 m, die Höhe bis zur Kranbahnoberkante etwa 7,0 m. Es kommen also etwa 506 : 70 = 7,23 qm Bodenfläche auf 100 installierte PS_e. Der Hauptteil des Krafthauses ist auf einer zusammenhängenden Betonplatte fundiert. Der ganze Maschinen-

saal wird von einem Laufkran von 25 t Tragfähigkeit bestrichen. Die Saugkanäle der Turbinen münden direkt in den Unterwasserkanal. Letzterer ist bis zu der Stelle, wo er in der Seesohle ausläuft, rd. 450,0 m lang. Er ist durch Ausbaggerungen in dem Strand- und Seeboden mit einer Sohlenbreite von 32,0 m hergestellt worden. Ausserhalb des Krafthauses auf dem rechten Ufer steht ein grosser Drehkran, um schwere Lasten, welche auf dem Wasserwege oder auf Wagen kommen oder fortgeschafft werden sollen, verladen zu können.

Die fünf **Hauptturbinensätze**[4]) (vergl. Taf. LXII, Fig. 1—3, und Kap. III, 5, Turbinen) sind Francis-Reaktionsturbinen mit radialer Beaufschlagung von aussen und achsialem Ausguss. Jede Turbine leistet bei 100 Uml./Min. normal 1300 PS_e, maximal 1500 PS_e. Die Wahl stehender Turbinen ist vermutlich getroffen, weil sich im Vergleich zu liegenden am baulichen Teil sehr erhebliche Ersparnisse ergaben, denn man konnte bei stehenden Turbinen mit einer viel geringeren Breite des Krafthauses auskommen.

Jede Hauptturbine hat vier Laufkränze übereinander, von denen der zweite und der unterste Kranz nach oben, die anderen beiden nach unten ausgiessen. Das hydraulisch entlastete Hauptlager, welches in dem direkt unterhalb des Maschinenflures befindlichen Geschosse aufgestellt ist, wurde als doppeltes Ringspurlager ausgebildet und ist von einem mit 25 l Öl gefüllten Behälter vollständig umschlossen. Es befindet sich somit ganz unter Öl, welches mittelst eingelegter Kühlschlange durch Wasser gekühlt wird. Durch ein in die Welle eingeschnittenes Gewinde ist die Möglichkeit geboten, die Laufkränze genau einzustellen. Unterhalb des Hauptspurlagers ist die Welle gekuppelt. Sie ist an der Sohle der Turbinenkammern, an der Dynamomaschine und ausserdem noch in zwei Halslagern geführt. Wie bei den Beznauer Turbinen sind sämtliche vier Leiträder untereinander durch Säulen bezw. Gussstücke starr verbunden. Die Leitschaufeln sind um vertikale Achsen beweglich und zum Teil hydraulisch entlastet. Eine vertikale Steuerwelle, Hebel und Schieberstangen wirken auf einen Ring, mit dem alle beweglichen Schaufeln je eines Kranzes verbunden sind, so dass die Bewegung aller Schaufeln eines Kranzes gleichzeitig und gleichmässig erfolgt. Die beiden unteren Schaufelkränze haben eine gemeinschaftliche Steuerwelle. Die Regulierung der beiden oberen Schaufelkränze kann durch je eine besondere Welle und unabhängig voneinander erfolgen. Die Regulierung der beiden unteren Kränze, welche bei hohem Gefälle allein arbeiten, während die oberen geschlossen bleiben, erfolgt stets selbstwirkend durch einen hydraulischen Servomotor, welcher in üblicher Weise durch einen Fliehkraftregler in Tätigkeit gesetzt wird. Der obere Leitschaufelkranz kann entweder mit der selbstwirkenden Regulierung des Servomotors verbunden oder von Hand bedient werden, während die Regulierung des zweitobersten Schaufelkranzes stets von Hand erfolgt. Die beiden oberen Kränze treten nur bei kleinerem Gefälle und grösserer verfügbarer Wassermenge in Tätigkeit. Der Servomotor wird mit filtriertem Druckwasser getrieben.

Die Saugkanäle sind mit Hilfe von Walzträgern und Verankerungen in Beton syphonartig hergestellt und münden so weit unter dem niedrigsten Unterwasser aus, dass die Saugwirkung stets gesichert ist (vergl. Taf. XXXIII, Fig. 5). In der Decke der Turbinenkammern und in dem Boden des Maschinenflurs befinden sich kreisrunde Montageöffnungen, gross genug, um alle Teile der Turbine mittelst des Krans herauszuheben. Es ist dazu natürlich nötig, dass das Magnetrad des Generators zuvor abgehoben und die Wellenlager entsprechend demontiert sind.

Von den in dem rechtsseitigen Anbau des Maschinenhauses aufgestellten drei vertikalen Turbinen sind zwei von je 20 PS_e für den Antrieb zweier Erregermaschinen und eine von 45 PS_e zum Antrieb einer das ganze Untergeschoss durchlaufenden Reguliertransmission bestimmt. Von letzterer werden mittelst Riemenübertragung und Schraubenspindeln die Drehtore vor den Turbinenkammern vom Maschinenraum aus inner-

---

[4]) Geliefert, ebenso wie die kleinen Turbinen, von Theodor Bell & Co. in Kriens, Schweiz.

halb $1^{1}/_{2}$ Minuten geöffnet oder geschlossen. Dieselbe Transmission treibt auch die Pumpen an, welche das für die hydraulischen Servomotoren erforderliche Druckwasser liefern. Für jede Hauptturbine ist eine besondere Pumpe vorgesehen; alle Pumpen aber sind an eine gemeinschaftliche Zentralleitung angeschlossen, sodass das Defektwerden einer Pumpe die Lieferung von Druckwasser für den zugehörigen Servomotor nicht hindert. Die Druckwasserleitung ist mit einem Windkessel und einem kleinen Kompressor für die Erneuerung des Luftkissens im Windkessel ausgestattet. Bemerkenswert ist die Anlage einer unter allen Turbinenkammern hindurchgehenden Saugrohrleitung, mit deren Hilfe durch eine von der Reguliertransmission angetriebene Pumpe jede Turbinenkammer in kurzer Zeit geleert werden kann. Jede Turbinenkammer ist durch ein besonderes Ventil an die Saugrohrleitung angeschlossen. Um eventuell an den Drehtoren Reparaturen vornehmen zu können, sind an den Pfeilern der Vorkammern Dammbalkenschlitze angelegt. Der Verschluss der geschlossenen Drehtore ist ziemlich vollkomm dicht, sodass alle Teile der Turbinenanlage für etwaige Reparaturen in kürzester Zeit zugänglich gemacht werden können. Es bleibt noch zu erwähnen, dass das Druckwasser den drei kleinen Turbinen durch eine kleine Druckleitung zugeführt wird, welche oberhalb des Krafthauses aus dem Werkkanal abzweigt. Die drei kleinen Turbinen giessen je in einen vertikalen Schacht aus und diese drei Schächte münden in einen gemeinschaftlichen Kanal, der unter N.W. des Unterwasserkanals austritt.

Die mit den Turbinenwellen gekuppelten **Dreiphasengeneratoren** [5]) haben feststehenden Anker und bewegliches Magnetrad. In der Ebene des letzteren befindet sich das Halslager der Welle, um Biegungsmomente in der Welle nach Möglichkeit zu vermeiden.

Die Generatoren liefern (100 Uml./Min.) bei induktionsfreier Belastung etwa 900 KW mit 8000 Volt Spannung und 40 Perioden. Das Magnetrad hat 48 rechteckige Polschuhe. Der Spannungsabfall der Generatoren beträgt 5% bei induktionsloser Belastung und 15% bei $\cos \varphi = 0,77$. Die Maschinen sind so berechnet, dass sie auch als Einphasengeneratoren die Leistung der Turbinen von 1850 PS_e aufnehmen können, sodass beliebig jede Maschine an das einphasig betriebene Beleuchtungsnetz direkt angeschlossen werden kann. Jede Wechselstrommaschine hat ihre eigene Gleichstromerregermaschine, deren senkrechte Achse mittelst Winkelgetriebes von der Turbinenwelle aus angetrieben wird. Die Erregermaschinen machen 550 Touren und geben bei 120 Volt Klemmenspannung 230 Ampère ab. Das vierpolige Magnetsystem jeder primären Erregermaschine erhält den Erregerstrom aus dem gemeinsamen Netz der von den erwähnten kleinen Turbinen angetriebenen Nebenschlussmaschinen. Zeitweise ist immer nur eine von diesen in Betrieb, die andere also in Reserve. Die Belastung der sekundären Erregermaschine bleibt immer dieselbe, nämlich 100 Ampère bei 120 Volt. Wird beim Abschalten eines Generators die Magnetwickelung von dem sekundären Erregernetz getrennt, so tritt an ihre Stelle ein Ersatzwiderstand. Die von den Generatoren erzeugte elektrische Energie wird durch Kabel, welche in dem Geschosse unter dem Maschinenflur auf Isolatoren verlegt sind, zu dem am südlichen Ende der Maschinenhalle befindlichen Schaltraume geführt. Hier sind auf einem erhöhten Plateau zwei Schalttafeln hintereinander aufgestellt und zwar dient die erste für die Schaltung der Generatoren, die zweite für die Schaltung auf das Verteilungsnetz. Es sind zwei voneinander völlig getrennte Systeme von Sammelmaschinen als in sich geschlossene Ringleitungen ausgeführt. Jeder Generator sowohl als auch jede aus dem Maschinenhause führende Fernleitung kann durch Umschaltung auf das eine oder andere Sammelsystem geschaltet werden. Man kann also sowohl alle Maschinen und auch alle Fernleitungen auf einen Ring schalten, als auch andererseits beliebig Maschinen- und Fernleitungen in zwei Gruppen für Licht- und Kraftbedarf trennen. (Wegen des Schaltungsschemas vergl. Taf. LXXX, Fig. 3, und Kap. III, 6, B.) In Flurhöhe des Maschinensaales ist noch eine dritte kleinere Schalttafel aufgestellt, von welcher Abzweigungen für die Beleuchtung des Dorfes Hagneck ausgehen. Die Beleuchtungsleitung ist an einen Einphasentransformator von 15 KW angeschlossen, welcher sekundär in Dreileiterschaltung

[5]) Die ganze elektrische Einrichtung ist von der A.-G. Brown, Boveri & Co. geliefert.

2 × 125 Volt liefert. Ein Dreiphasentransformator von 20 KW liefert den Strom für die Kraftzwecke des Maschinenhauses und die elektrisch angetriebenen Bewegungsmechanismen des Schützenwehres. Für die erwähnten Lichtleitungen ist die Umschaltung auf eine der kleinen sekundären Erregermaschinen im Falle Ausbleibens des Wechselstromes möglich.

Die **Hochspannungsfernleitungen** werden in kreisrunden Öffnungen, welche durch Zementrohre in den Wänden der obersten Etage des Schaltraumes gebildet sind, herausgeführt und liegen innerhalb der Wände noch in Glasröhren. Die Spannung ist die der Maschinen, nämlich 8000 Volt. Zunächst werden alle Hochspannungsleitungen zu einem vor dem Maschinenhause errichteten Doppelgitterträger geführt, von welchem aus sie sich dann in mehrere Hauptleitungen verzweigen. Ausser einer Versuchsstrecke von 1 km aus Aluminiumdrähten sind Kupferdrähte von 6, 7 und 8 mm Dm. verwendet.

Abb. 95. Überführung der Fernleitung über einen Fluss.



Für die Leitung nach Biel, welche aus elf Drähten besteht, ist ein besonders kräftiges Doppelgestänge aus Holz errichtet, welches bei Übergängen von Wegen, Bahnen und Flüssen durch ein Doppelgestänge von eisernen Gittermasten ersetzt ist. Oben endigen diese Gittermasten in Holzsäulen, an denen die Isolatoren befestigt sind (vergl. Abb. 95). Die Transformatoren sind in kleinen eisernen Häuschen untergebracht, welche zur Einführung der Leitungen einen aus $2^1/_2$ mm starkem Eisenblech hergestellten und verankerten Turm tragen (vergl. Kap. III. 7. Fernleitungen u. Taf. LXXXIV, Fig. 5). Der Turm trägt oben zwei Ringe mit Isolatoren für die Hochspannungs- und Niederspannungsleitungen, welche in dem Turme durch Porzellanröhren hindurchgeführt werden. Meistens sind für den Lichtbetrieb in Öl stehende einphasige Transformatoren von 15—30 KW und Dreiphasentransformatoren von 20—40 KW für den Motorenbetrieb verwendet. Das Lichtverteilungsnetz wird einphasig mit 2 × 125 Volt, das Kraftverteilungsnetz dreiphasig mit 2 × 250 Volt betrieben. Für die Stadt Biel wird in zwei Transformatorenstellen zunächst der Strom auf 2000 Volt transformiert, um dann in einer grösseren Anzahl von Unterstationen, welche durch unterirdisch verlegte Kabel mit den Haupttransformatoren-Stationen verbunden sind, in die Gebrauchsspannung von 2 × 125 Volt bezw. 250 Volt umgewandelt zu werden. Eine in der Nähe von Nidau bei Biel errichtete Kalzium-Karbidfabrik mit 18 Öfen, welche (1901) bis zu 2400 PS_e Tag und Nacht bei vollem Betriebe konsumieren konnte, ist mit einer besonderen Einphasenleitung an das Werk angeschlossen und begünstigte eine gute Ausnützung der Wasserkraft bei Tag und Nacht. Infolge der Überproduktion in Kalzium-Karbid auf dem

Weltmarkte wurde aber die Fabrikation (1902) vorläufig wieder aufgegeben und statt dessen (1906) die Erzeugung elektro-metallurgischer Fabrikate (Ferrosilicium) eingeführt.

Es haben gekostet bis Ende 1902:

das Kraftwerk Hagneck zusammen	Frs.	3450000
die Fernleitungen	„	723000
Verteilungsleitungen, Transformatoren etc.	„	800000

Das Werk wurde mit dem Kanderwerk in Spiez (vergl. § 14) zu der Vereinigten Kander & Hagneck-Werke A.-G. in Bern 1903 vereinigt.

---

§ 20. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Glommen der Actieselskabet Hafslund in Norwegen. Hierzu Taf. XXXIII[1]).

Die Wasserkraftanlage Hafslund ist dadurch ausgezeichnet, dass die Natur ungewöhnlich viele günstige Umstände an einer Stelle vereinigt darbietet: eine grosse ständige Wassermenge, ein starkes, in einem Wasserfall vereinigtes Gefälle, unmittelbar am Flusse festes Gestein zur Erbauung des Werkkanals und des Krafthauses, ca. 7 km abwärts des Wasserfalls die Hafenanlage Sandesund und eine für Seeschiffe ausreichende Wassertiefe in dem bei Frederickstad in den Skager-Rack ausmündenden Flusse. Hierzu kommt noch, dass die Haupteisenbahnlinie Gothenburg—Kristiania—Drontheim unmittelbar über den Wasserfall hinwegführt und in der Nähe, bei Sarpsborg, einen Bahnhof hat, sodass ein Eisenbahnanschluss leicht und ohne hohe Kosten ausführbar war.

Der Glommen, der grösste Fluss Norwegens, bildet in der Nähe des genannten Ortes Sarpsborg, etwa 90,0 km südöstlich von Kristiania, den sogenannten Sarpsfos, einen Fall von 18,0 m Höhe. Am linken Ufer des Sarpsfos dehnt sich das ehemalige Rittergut Hafslund aus, zu welchem die halben Nutzungsrechte an diesem Wasserfall gehören. Der Glommen hat ein Niederschlagsgebiet von 41400,0 qkm und zu demselben gehören als Sammelbecken Seen von nicht weniger als 1200 qkm Oberfläche. Dennoch kann die sekl. Wassermenge des Flusses ausnahmsweise im Winter auf 100,0 cbm/sek. oder 2,41 l/sek./qkm zurückgehen, während sein mittleres Hochwasser 2000 cbm/sek. oder 48,2 l/sek./qkm beträgt. Bei einem ausnahmsweise starken Hochwasser im Jahre 1860 soll die Wassermenge 4500 cbm/sek. oder 108,6 l/sek./qkm betragen haben. Der grösste im Flussgebiet des Glommens liegende See ist der Mjösen mit einer Fläche von 359 qkm. Aus ihm entströmt der Vormen, der grösste Nebenfluss des Glommens. Der See liegt 123,0 m über dem Meeresspiegel. Seitdem man sich mit der Ausnützung der Wasserkräfte des Glommens in grösserem Stil befasst, ist natürlich auch der Gedanke erwogen, den Ausfluss dieses Sees zu regulieren. Es liegen bereits seit längerer Zeit Projekte der Direktion des norwegischen Kanalwesens vor, nach welchen durch ein Nadelwehr im Vormen der Wasserspiegel des Mjösen um 4,0 m gestaut werden soll. Hierdurch würden ca. 1450 Millionen cbm aufgespeichert werden und die Möglichkeit geboten sein, während der Zeit des niedrigen Winterwassers dem Glommen eine ständige Wassermenge von mindestens 300,0 cbm/sek. zuzuführen. Es kann wohl nur eine Frage der Zeit sein, dass dieses Projekt zur Ausführung gelangt. Die Besitzer der Wasser-

---

[1]) Die Abbildungen der Tafel und des Textes sind dem Verfasser von den Siemens-Schuckertwerken zur Verfügung gestellt.

kräfte des Glommens haben sich schon seit Jahren zu einer Genossenschaft vereinigt, welche sich die Klärung aller Rechtsfragen und die Vorbereitung einer Gesetzvorlage an den Storthing zur Aufgabe gestellt hat.

Im Jahre 1896 wurde das Gut Hafslund von einem deutsch-norwegischen Konsortium[2]) angekauft und die Errichtung eines Kraftwerkes beschlossen. Den unmittelbaren Anstoss dazu bot der Plan, in der Nähe des Kraftwerkes auf dem Gute Hafslund eine grössere Kalzium-Karbid-Fabrik anzulegen. Kraftwerk und Fabrik sollten dann von der ad hoc zu gründenden Aktieselskabet Hafslund übernommen werden. Als vorhandene Absatzgelegenheit für elektrische Energie an Dritte kamen nämlich nur die 15 km entfernte Stadt Frederikstad und einige kleinere industrielle Anlagen in Betracht. Diese konnten aber zusammen nur einen kleinen Bruchteil der verfügbaren Kraft aufnehmen. Eine Rentabilität für die ausgebaute Wasserkraft war also trotz der günstigsten Verhältnisse zunächst nur zu erwarten durch Verwertung der Kraft in der Karbidfabrik. Für später konnte man freilich darauf hoffen, dass noch andere Industrien sich dort ansiedeln und Stromabnehmer werden würden, denn hierfür lagen die Verhältnisse ungewöhnlich günstig und zwar nicht allein wegen der billigen Energie, welche man bei den verhältnismässig niedrigen Anlagekosten zur Verfügung stellen konnte, sondern auch wegen der günstigen Verbindung von Hafslund mit dem Weltverkehr zu Wasser und zu Lande. Die Aktieselskabet Hafslund hat schon beim ersten Ausbau eine das Gebiet von Hafslund durchschneidende elektrische Vollbahn gebaut, welche den Bahnhof Sarpsborg mit dem Verladekai des Hafens Sandesund, 7 km abwärts vom Sarpsfos, verbindet.

Mit Rücksicht auf die Einfachheit der wasserbaulichen Anlagen hat man bei Herstellung des **Werkkanals** auf die zukünftige Regulierung des Mjösen, d. h. auf eine ständige Wassermenge im Glommen von 300 cbm/sek., von denen 150 cbm auf Hafslund entfallen, bereits Rücksicht genommen. Bei Aufstellung des Bauprogramms sind 20 cbm/sek. auf bestehende industrielle Anlagen (Holzschleifereien etc.) abgerechnet, sodass für die Profilberechnung des Werkkanals eine Wassermenge von 130 cbm/sek. zugrunde gelegt wurde. Für das Krafthaus wurde dagegen ein Ausbau in drei Perioden angenommen, da keine technischen Gründe dagegen, wirtschaftliche Gründe aber dafür sprachen. Im ersten Ausbau waren nur sechs Turbinen zu je 1200 PS. und die Erreger-Turbinen aufzustellen, bei steigendem Bedarf sollte sich ein zweiter Ausbau mit vier Turbinen anschliessen, und der dritte Ausbau sollte erst folgen, wenn die Regulierung des Mjösen durchgeführt sein würde.

Da bei der verfügbaren sekl. Wassermenge und dem durch die Natur im Sarpsfos gebotenen Gefälle mehr Kraft gewonnen werden konnte als man in absehbarer Zeit zu verwenden vermochte, so sah man davon ab, den Stau des natürlichen Wehres durch ein künstliches zu erhöhen. Auf dem Glommen findet eine sehr starke Flösserei und besonders Wildflösserei statt. Die in den Wäldern des Flussgebietes gefällten Baumstämme befördert man während der Wintermonate zum Fluss und lässt sie nach Eintritt des Frühjahrs zu tausenden mehrere 100 km weit bis nach Sarpsborg und Frederikstad treiben, wo sie zu Schnittholz oder zu Zellulose verarbeitet werden. Über die Seen hinweg werden die Baumstämme zu Flössen vereinigt mit Dampfern geschleppt. Die Flösserei dauert von Mai bis Ende Oktober und wird von einer Genossenschaft betrieben. Unweit aufwärts der Stelle, welche für die Ausmündung des neuen Werk-

---

[2]) Von deutscher Seite waren besonders die E.-A. vorm. Schuckert & Co. und die Kontinentale Gesellschaft für elektrische Unternehmungen in Nürnberg beteiligt.

kanals aus dem Glommen vorgesehen war, zweigt ein alter Flosskanal ab, und es waren an der Abzweigungsstelle bereits die erforderlichen Vorrichtungen getroffen, um die lose schwimmenden Holzstämme in den Flosskanal hineinzuführen. Deshalb waren bei dem **Einlauf** des neuen **Werkkanals** umfangreiche besondere Vorrichtungen zum Abhalten von schwimmendem Holz nicht mehr erforderlich. Der Flosskanal mündet bei der Eisenbahnbrücke in eine halbkreisförmige, eiserne Flossrinne, welche die Stämme unterhalb des Krafthauses wieder in den Glommen führt (vergl. Taf. XXXIII, Fig. 6). Um die Bedeutung der Flösserei an dieser Stelle zu kennzeichnen, sei erwähnt, dass durch die Flossrinne Ende der 90er Jahre im Jahresdurchschnitt $3^1/_2$ Millionen Stämme geflösst wurden.

Die wasserbaulichen Arbeiten bestanden im wesentlichen in der Erbauung des 270,0 m langen **Werkkanals** längs des Flussufers, welcher zum Teil in den Felsen eingeschnitten ist, zum Teil Wände aus Beton erhalten hat. Die Sohlenbreite des Kanals beträgt 10,0 m, die normale Wassertiefe 6,5 m, das Sohlengefälle 0,5 ‰. Sein Querschnitt ist ein Rechteck mit abgerundeten Ecken, die Geschwindigkeit bei voller Füllung beträgt 2,0 m/sek. Man wählte das tiefe Profil sowohl wegen der Kosten als auch zur Verhütung der Eisbildung. Da immerhin ausnahmsweise vereinzelte Holzstämme, an dem Flosskanal vorbei, den Glommen herab und in den Werkkanal gelangen können, so war es notwendig, in demselben eine Vorrichtung zur Zurückhaltung treibender Holzstämme einzubauen. Mit Rücksicht auf die grosse Geschwindigkeit im Kanal würde ein Holzstamm an den Schützen und dem Rechen erhebliche Zerstörung anrichten können. Es sind deshalb (vergl. Taf. XXXIII, Fig. 6) eiserne Träger über den Kanal gestreckt und auf diesen ist eine Betonbrücke A errichtet, welche den oberen Stützpunkt für einen aus I-Trägern bestehenden **groben Rechen** bildet. Die I-Träger sind an der Brücke mit einem Gelenk befestigt und können mittelst einer Winde, welche auf einem Steg über den Kanal läuft, heraufgezogen und herabgelassen werden. Die einzelnen Träger bilden im herabgelassenen Zustande mit der Kanalsohle einen Winkel von etwa 40°. Die Brücke hat flussabwärts einen auf einem Gurtbogen ruhenden Aufsatz, welcher bis über den höchsten Wasserstand reicht, damit die höchsten Hochwasserstände von dem unteren Teil des Werkkanals abgehalten werden. Das in den Werkkanal vom Glommen hineindringende H.W. kann über einen **Überlauf** stürzen, welcher an der rechten Kanalkammer von der Eisenbahnbrücke bis zu dem erwähnten Rechen angelegt ist. Die Krone des Überlaufs liegt 6,5 m über der Sohle und das abfliessende Wasser stürzt über die Felsen in den Fluss zurück, ohne dass weitere Kunstbauten nötig waren. Da zur Zeit des N.W. d. h. im Winter die Wildflösserei nicht stattfindet, sind die I-Eisen des groben Rechens während dieser Zeit aufgezogen, sodass das Profil frei ist und durch den Rechen kein Gefällverlust entsteht (vergl. Taf. XXXIII, Fig. 7a und b). Etwa 35,0 m unterhalb des groben Rechens befinden sich die **Regulierungsschützen** B und daneben der **Grundablass** C. Die Sohle des Kanals fällt stark gegen den Grundablass zu ab und eine vertiefte Kiesrinne in der Sohle leitet von der linken Kanalmauer zum Grundablass hinüber. Die lichte Weite seiner Schützen ist so berechnet, dass die ganzen 130 cbm/sek. bei 6,5 m Wassertiefe im Kanal hindurch können. Man kann also in betriebsfreien oder schwach belasteten Stunden eine sehr wirksame Spülung der Kanalsohle veranlassen. Die Grundablasschützen mussten wegen der grossen Wassertiefe aus mehreren Tafeln übereinander bestehen und so kann durch das Ziehen einer oder aller oberen Tafeln auch das schwimmende Stückeis, welches etwa bis zu den Regulierungsschützen gelangen sollte, abgeführt werden. Hinter den Regulierungsschützen erweitert sich der Kanal zu einem **Becken** von ca. 36,0 m Breite, indem die linke Mauer nach Süden ausbiegt, um Platz für die Druckkammern zu gewinnen und eine Reinigung des Wassers von Geschiebe und Sink-

stoffen zu veranlassen. Übrigens führt das Wasser des Glommens wegen der meist felsigen Sohle und der als mächtige Ablagerungsbecken wirkenden grossen vorgelegten Seen wenig Sinkstoffe und Geschiebe.

Jede der sieben voneinander getrennten, in Beton ausgeführten **Druckkammern** ist durch Schützen gegen das Becken abschliessbar. Vor den Kammern befindet sich ein in zwei Etagen übereinander aufgestellter **Feinrechen** aus Flacheisen. Durch **Grundeis** haben sich hier einige Schwierigkeiten ergeben, welche schliesslich zur Anwendung einer maschinellen Einrichtung zur Freihaltung des Rechens von Grundeis geführt haben (vergl. Kap. III, 2, Werkkanäle). Neben den Druckkammern am rechten Ufer liegt noch ein **Spülschütz**, um die Sohle des Beckens spülen zu können und daneben ist ein Überlauf angelegt, dessen Krone auf der Höhe des normalen Wasserspiegels liegt. Wie bei dem eben erwähnten grossen Überfall am Einlauf und beim Grundablass C fliesst das Wasser auch hier, ohne dass irgendwelche Kunstbauten nötig geworden wären, direkt über die Felsen in den Fluss.

Aus sechs Druckrohrkammern mündet je ein Rohrstutzen von 3,0 m Dm., aus der siebenten Kammer ein solcher von 1,6 m Dm. Das Nutzgefälle beträgt bei N.W. rd. 18,0 m, bei gewöhnlichem H.W. rd. 16,5 m.

Der erste Ausbau ist seit dem Jahre 1899, der zweite Ausbau seit 1902 im Betrieb. Es sind zurzeit an die Druckkammern fünf **Druckrohre** angeschlossen und zwar eines von 1,6 m Dm. und vier von 3,0 m Dm. Unten an der Zentrale verzweigt sich das Rohr von 1,6 m Dm. in zwei Arme für die beiden Erregerturbinen von je 280 PS_e, welche in dem flussaufwärts gelegenen Ende des Krafthauses aufgestellt sind. Von den zwei grossen beim ersten Ausbau verlegten Rohren gabeln je drei Zweige ab, von denen jeder einer der sechs grossen Turbinen von 1200 PS_e das Druckwasser zuführt. Die Turbinenkammer der beiden Erregermaschinen ist 3,0 m, jede Kammer der grossen Turbinen 5,0 m breit. Mit Rücksicht auf die Kostspieligkeit der Felssprengungen, welche nötig waren, um am Flusse den Platz für das Krafthaus zu gewinnen, ferner wegen der sehr grossen, mehr als 6,0 m betragenden Schwankung des Wasserspiegels im Fluss zwischen N.W. und H.W. gab man hier Turbinen mit stehender Welle den Vorzug. Man konnte so alle elektrischen Teile sicher hochwasserfrei legen. Die sechs grossen **Turbinen**[3]) leisten bei 16,5 m Gefälle 1200 PS_e, bei 18,0 m Gefälle 1400 PS_e. Sie machen 143 Uml./Min. und sind ebenso wie die beiden Erregermaschinen als **Jonval**-Turbinen (vergl. S. 6 und Kap. III, Turbinen) gebaut.

Ihre Regulierung erfolgt durch Heben und Senken einer Ringschütze, welche an dem Auslaufkessel angeordnet ist. Letzterer schliesst sich an das Saugrohr an. Die Ringschütze wird durch einen elektromechanischen Regulator bewegt, welcher sowohl selbsttätig beim Betriebe durch Vermittelung eines Fliehkraftreglers arbeitet als auch vom Schaltbrett aus bedient werden kann.

Die beiden beim zweiten Ausbau verlegten Druckrohre gabeln sich in zwei Rohre, welche das Druckwasser für vier **Francis**-Turbinen[4]) von 2050 PS_e Maximalleistung zuführen. Auch die Kammern dieser Turbinen sind 5,0 m im Lichten breit. Die Tourenzahl beträgt 150. Man wählte für den zweiten Ausbau Francis-Turbinen, weil sich dieses System inzwischen immer mehr und mehr als überlegen herausgestellt hatte.

Auf jeder Turbinenwelle sitzt ein Generator[5]), welcher **Dreiphasendrehstrom** von

---

[3]) Geliefert von der A.-G. vorm. Joh. Jak. Rieter & Co., Winterthur.

[4]) Geliefert von der A.-G. der Maschinenfabriken Escher, Wyss & Co., Zürich.

[5]) Die ganze elektrische Einrichtung ist von der E.-A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg geliefert.

31*

5000 Volt liefert. Jede der beiden Erregerturbinen, welche 280 Umdrehungen in der Minute machen, ist mit einer Gleichstromdynamo von 280 KW gekuppelt. Eine Gleichstrommaschine genügt für die Erregung aller Drehstrommaschinen beim vollen Ausbau (vergl. Abb. 96). Der Maschinensaal hat eine Länge von rd. 73,0 m und eine Breite

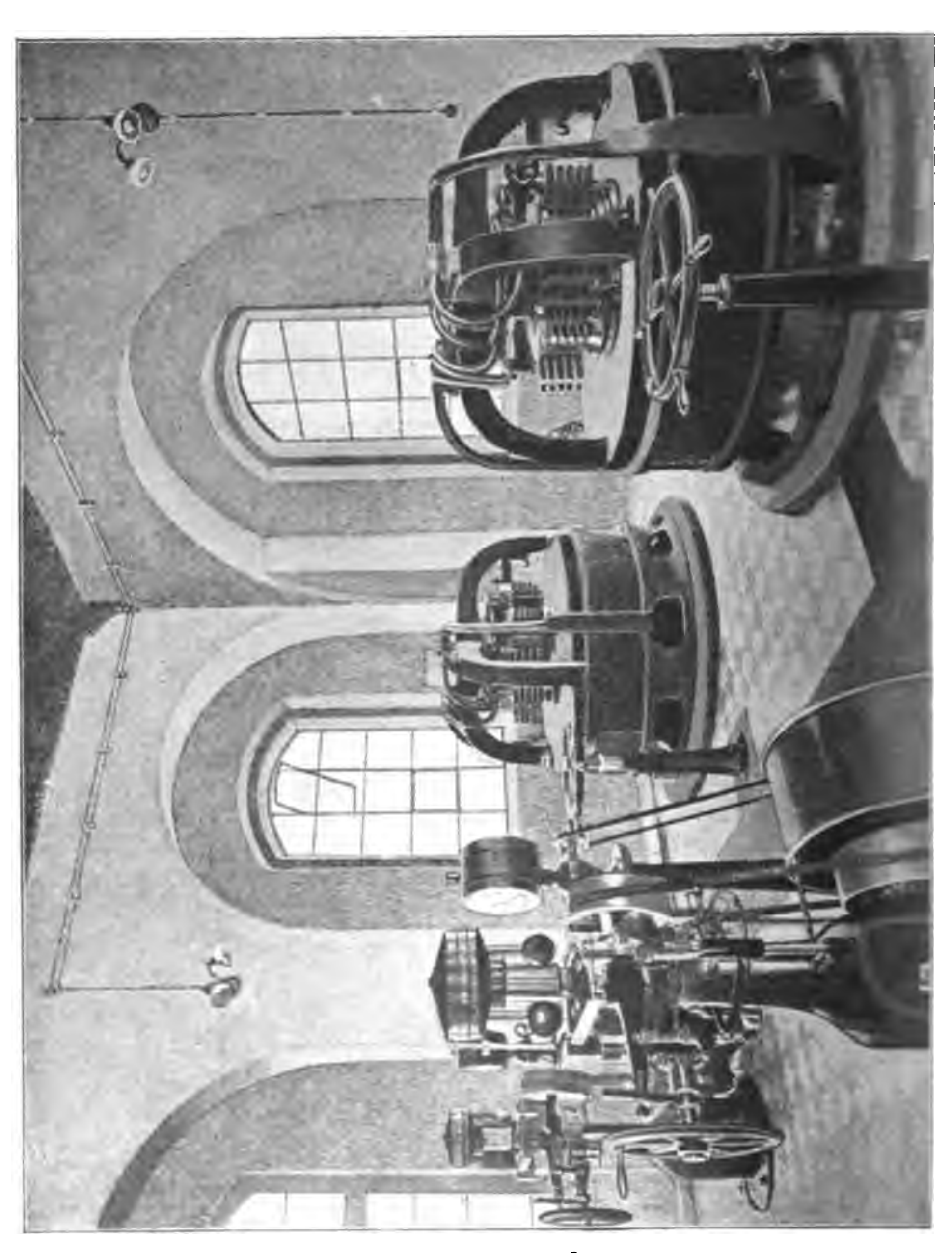


Abb. 96. Blick auf die Erregermaschinen.

von rd. 11,0 m und ist wie üblich von einem Laufkran bestrichen (vergl. Abb. 97). In der Mitte des Maschinensaals an der landwärts gelegenen Wand befindet sich die **Schaltanlage**, welche auf einem allzu beschränkten Raume hat untergebracht werden müssen, da man einen besonderen Anbau für diese Zwecke nicht angelegt hat. Dagegen ist unter dem Flur des Maschinensaales ein geräumiger **Kabelkanal** vorhanden, in

welchem alle Kabel von den Maschinen zum Schaltraum geführt werden. Der Strom wurde bis 1904 mit einer Spannung von 5000 Volt sowohl nach Frederikstad als auch nach der Karbidfabrik geliefert und dort transformiert.

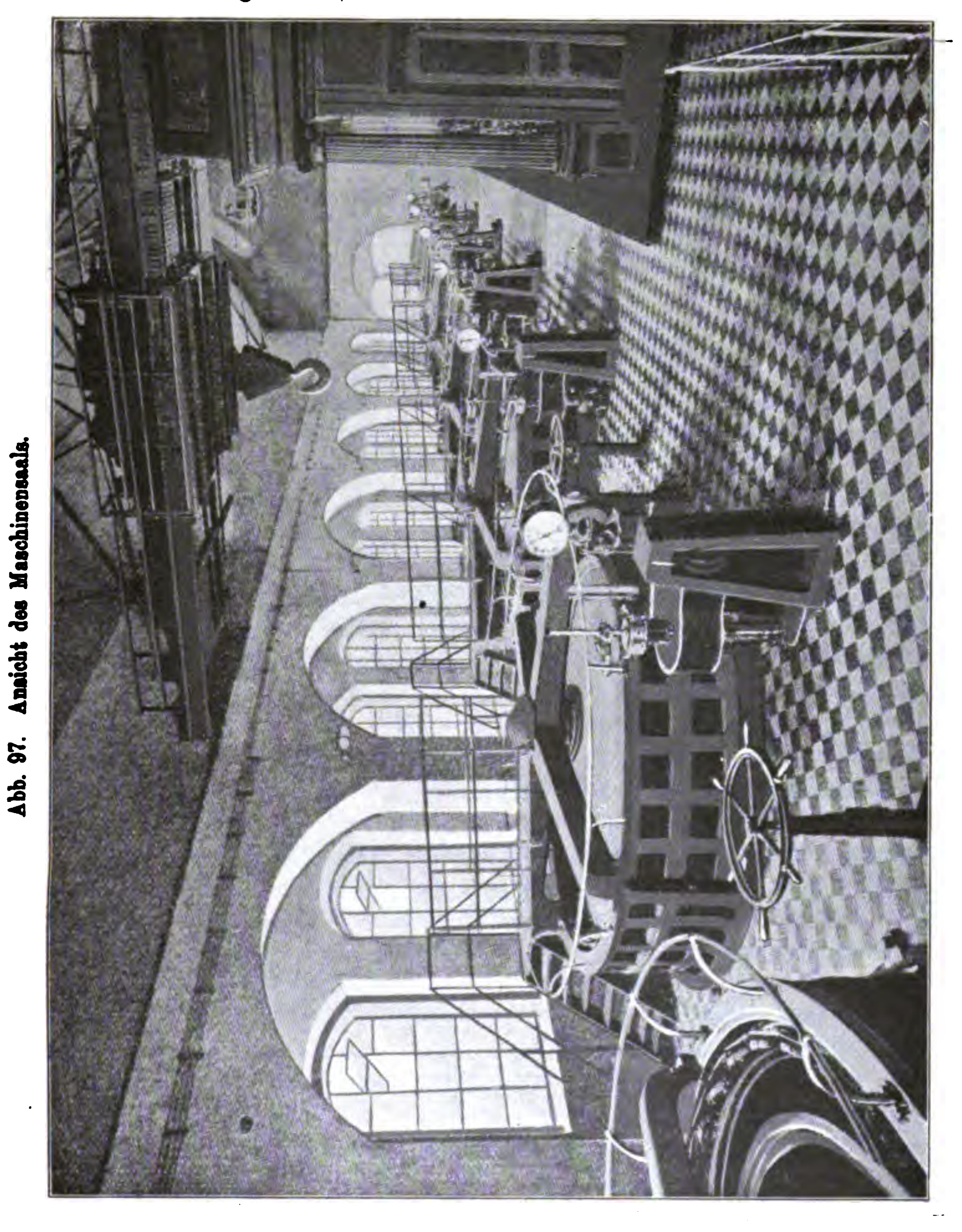


Abb. 97. Ansicht des Maschinensaals.

Über die Anlagekosten sind in Tabelle I, S. 242/243, einige Angaben gemacht. Was den wasserbaulichen Teil betrifft, so dürften nach vollem Ausbau die Anlagekosten pro PS_e sowohl der ständigen als auch der sechsmonatlichen und der installierten Leistung mit zu den billigsten von allen ausgeführten Wasserkraftanlagen der Welt gehören.

§ 21. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Glommen bei Kykkelsrud in Norwegen. Hierzu Taf. XXXIV[1]).

Über die Wasserverhältnisse im Glommen sind bereits in § 20 bei der Beschreibung der Anlage Hafslund die erforderlichen Mitteilungen gemacht (vergl. S. 480).

Südlich von der Einmündung des Vormen in den Glommen, etwa 60 km vom Mjösen entfernt, bildet der Glommen den Öjersee, der etwa 103,0 m über dem Wasserspiegel liegt. Der Glommen bildet nach seinem Ausfluss aus dem Öjeren eine Reihe von Stromschnellen und Wasserfällen (vergl. Taf. XXXIV, Fig. 1), die auf einer Strecke von etwa 20 km ungefähr 75,0 m Gesamtgefälle haben.

Es sind dies

der dem Staate gehörige Mörkfos	mit 10,5 m Gefälle
die der Gemeinde Kristiania gehörigen Wasserfälle bei Vittenberg, Skraaperud und Halfred insgesamt	„ 10,0 „ „
die im Privatbesitze befindlichen Wasserfälle bei Solberg, Björkeskjör und Fossem	„ 7,8 „ „
die Wasserfälle bei Dale, Kykkelsrud und Verven	„ 19,0 „ „
die Wasserfälle bei Allum, Vrang, Skabbe, Trosvig und Vama	„ 28,2 „ „

Das Nutzungsrecht des Gefälles von 19,0 m bei Kykkelsrud und dasjenige bei Fossem gehörte der Aktieselskabet Glommens-Traesliberi (Holzschleiferei) in Kristiania.

Im Jahre 1899 vereinigte sich eine deutsche Gesellschaft[2]) mit der genannten norwegischen Gesellschaft, um die der letzteren gehörigen Wasserkräfte auszunützen. Nach eingehenden Vorarbeiten wurde das Bauprogramm wie folgt festgesetzt: ein Werkkanal sollte bis zur Vervenbucht ausgeführt werden, welcher 275 cbm/sek. bei voller Füllung ableiten konnte, es sollte also der Werkkanal von vornherein gross genug sein, um auch die nach Regulierung des Mjösen zur Verfügung stehenden Wassermengen auszunützen. In der Vervenbucht sollte das Krafthaus errichtet werden, vorläufig für 12000 PS_e, und die erforderlichen Erregermaschinen. Beim ersten Ausbau sollten die Stauwehre am Glommen so angelegt werden, dass der Stauspiegel bis an den Fossemfall reichte, es sollte aber vorgesehen werden, durch spätere Erhöhung des Stauspiegels einen Teil des Gefälles bei Fossem mit auszunützen.

Mit dem Bau des Kraftwerkes wurde im Januar 1900 begonnen und im September 1903 konnte der Betrieb eröffnet werden[3]). Auf Taf. XXXIV, Fig. 2, ist ein Übersichtsplan gegeben. Besondere Rücksicht war darauf zu nehmen, dass die Wildflösserei (vergl. S. 481) ungestört fortgesetzt werden konnte.

Der **Einlauf** war am linken Ufer anzulegen. Damit kein Flossholz in den Werkkanal eintreten kann, ist stromaufwärts von einer im Fluss gelegenen Insel aus ein schwimmender Gitterträger in den Glommen eingelegt, der eine rd. 1,0 m tief in das Wasser eintauchende Bohlenwand trägt und an seinen Enden durch starke Seile verankert ist. Man hat diesen Flossholzabweiser gelenkig gemacht, damit er sich auch bei Wellenbildung der Wasseroberfläche anpassen kann. Durch kräftige Zug- und Leitketten ist es möglich, seine Lage den jeweiligen Strömungsverhältnissen anzupassen.

---

[1]) Die Abbildungen sind der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing., 1904, S. 581 u. ff. (Aufsatz von Ingenieur J. H. Kinbach) entnommen.

[2]) Die E.-A. vorm. Schuckert & Co., Nürnberg.

[3]) Es wurden rd. 250000 cbm des tonigen Baugrundes bewegt, rd. 226000 cbm Felsen (Gneis) ausgebrochen und rd. 86000 cbm Beton und Bruchsteinmauerwerk hergestellt.

Es ist in Aussicht genommen, wenn sich dieser Flossholzabweiser bewährt, denselben später durch einen ähnlichen schwimmenden Träger aus Eisenröhren zu ersetzen, der nötigenfalls mit einem groben Schutzrechen ausgerüstet werden könnte, um auch die Baumstämme, welche sich seit vielen Jahren unter Wasser befinden und nur noch in tieferen Wasserschichten schwimmen können, vom Werkkanale fernhalten zu können.

Der linksseitige Flusschlauch wurde durch eine Staumauer aus Beton abgeschlossen, deren Krone auf + 79 gelegt wurde. Diese Staumauer soll nicht überflutet werden, da der höchste zu erwartende Stauspiegel bei höchstem Hochwasser auf + 78 liegt. Der rechtsseitige Flusschlauch dagegen wurde mit einem 90,0 m langen Überfallwehr abgesperrt, dessen Krone auf + 71,3 gelegt wurde. Um später einen Teil des Fossemfalls mit ausnützen zu können, ist vorgesehen, auf dem rechtsseitigen Überfallwehr ein Nadelwehr mit umlegbaren Böcken zu errichten, durch welches der Wasserspiegel bis + 74 gestaut werden kann. Da das Hochwasser im Glommen mit Rücksicht auf die ausgleichende Wirkung der Seen nur allmählich eintritt, so wird immer genügend Zeit verbleiben, die Nadeln zu entfernen und die Böcke umzulegen und so das Profil frei zu machen. Über dieses Wehr kann beim höchsten Hochwasser die ganze Wassermenge hinwegstürzen. In der Zeit der Flösserei wird das Überfallwehr stets so weit überflutet sein, dass das Flossholz über das Wehr hinweggeführt werden kann. Durch zwei Flossrinnen mit Leitwerken ist die Abführung des Flossholzes erleichtert. Der am linken Ufer oberhalb der Staumauer gelegene **Einlauf** ist zwischen den Ufermauern 27,3 m breit und durch ein lotrecht zu seiner Achse gelegtes Regulierungswerk abschliessbar. Durch einen Betonpfeiler ist die Einflussöffnung in zwei Teile von je 12,5 m Breite geteilt und jede dieser Öffnungen wiederum durch vier eiserne Griesständer in fünf Schützenöffnungen von je 2,35 m Breite. Die Sohle am Regulierungswerk liegt auf + 66,4. Um das Hochwasser vom Kanal abzuhalten, ist die Vorderfläche der Griesständer von + 78,0 bis zur Ordinate + 72,4 mit Bohlen dicht abgeschlossen, sodass die Eintrittsöffnungen nur eine lichte Höhe von 6,0 m haben. Diese Höhe ist durch je zwei Schützentafeln von 3,0 m Höhe verschliessbar. Bei ganz geöffneten Schützen wird eine Durchflussöffnung von 141 qm frei, sodass 200 cbm unter Berücksichtigung der Einschnürung ($Q = 0{,}70 \times 141{,}0 \times \sqrt{2\,gh}$) mit einer Geschwindigkeit von 2,02 m/sek. eintreten können. Die beiden Schützentafeln liegen hintereinander in parallelen vertikalen Ebenen und jede Schützentafel wird durch zwei schmiedeeiserne Zahnstangen gehoben. Jede Tafel hat ihr eigenes Handgetriebe. Zwei von einem Ufer zum anderen durchlaufende Wellen gestatten aber mittelst zweier auf dem Mittelpfeiler aufgestellter achtzehnpferdiger Elektromotoren die Hebung der Schützen durch elektrischen Antrieb. Durch entsprechende Kuppelung kann jede beliebige Schütze der vorderen und der hinteren Reihe an die betreffende Triebwelle angeschlossen werden. Mit Rücksicht auf die elektrischen Motoren ist das Triebwerk mit einem Dach überdeckt[4]).

Da der Glommen sehr wenig Geschiebe und Sinkstoffe führt, war ein besonderer Grundablass zur Freihaltung des Einlaufs nicht erforderlich.

Der **Werkkanal** hat eine Länge von etwa 1000,0 m und ist zum Teil in den Felsen eingeschnitten, zum Teil durch Betonmauern gebildet. Seine normale Sohlenbreite beträgt 8,0 m und die normale Wassertiefe 9,0 m. Die Seitenwände sind mit einem Anzuge von ungefähr 1 : 1/10 angelegt. Man wählte das tiefe Profil, um Eisbildungen möglichst zu vermeiden und weil es sich vergleichsweise am billigsten herstellen liess. Überall, wo der Felsen fest genug war, ist das Profil unausgekleidet geblieben, und man hat deshalb mit einem Rauhigkeitskoeffizienten von etwa 60 gerechnet,

---

[4]) Der maschinelle Teil der Treibwerke ist von der A.-G. vorm. J. J. Rieter & Co. in Winterthur geliefert.

um ganz sicher zu gehen. Die Krone der Kanalmauer ist auf + 76,60 gelegt und fällt allmählich auf + 76,10 ab. Die Mauerquerschnitte sind aber so berechnet, dass eine nachträgliche Erhöhung der Mauern und des Wasserspiegels von 1,0 m möglich ist. Man beabsichtigt während des Sommers, ohne den vollen Betrieb zu stören, unter Umständen 100 cbm/sek. ausser dem Betriebswasser durch den Kanal zu führen, um eine kräftige Spülung zu ermöglichen. Der Werkkanal hat bei 9,0 m Wassertiefe einen wasserberührten Querschnitt von rd. 80 qm, bei H.W. einen solchen von durchnittlich 135,0 qm. Das Wasserspiegelgefälle beträgt normal etwa 0,577 ‰, wobei sich bei einer Wasserführung von 200 cbm/sek. eine Geschwindigkeit von 2,5 m/sek. ergibt. Hinter dem Einlauf zieht sich auf einer Länge von 90,0 m das Kanalprofil allmählich auf die normale Sohlenbreite zusammen, wobei die Sohle von + 66,4 auf + 62,5 abfällt. Von hier ab beträgt das Sohlengefälle rd. 1 : 660, sodass die Höhe der Sohle an der Vervenbucht auf + 61 liegt. Am Krafthaus erweitert sich die Kanalsohle von 8 auf 20,0 m, indem die linksseitige Mauer in einer Kurve ausbiegt (vergl. Taf. XXXIV, Fig. 6). Das so gebildete **Becken** hat eine Länge von 128,0 m und seine Sohle steigt allmählich von 61,0 auf + 63,5 an. Am Ende des Beckens sind **Eisschützen** angelegt, welche von Hand bedient werden können. Das aus diesen Schützen überfliessende Wasser fällt in einen kleinen zum Fluss führenden Kanal ab. Vor dem Becken ist auf der flusseitigen Kanalmauer ein 100,0 m langer **Überlauf** angelegt, dessen Krone auf + 75 liegt (vergl. Taf. XXXIV, Fig. 3). Das Überlaufwasser stürzt in einen Betonkanal und wird durch einen 10,0 m breiten kaskadenförmigen Kanal in die Vervenbucht zurückgeführt (vergl. Taf. XXXIV, Fig. 2). In der Überfallmauer befinden sich drei **Grundablasschützen**, deren Schwellen auf + 61 liegen. Jede Schütze besteht aus zwei Tafeln von 2,30 m Breite und 2,0 m Höhe. Diese Grundablasschützen können von Hand oder durch einen Elektromotor geöffnet und geschlossen werden. Mittelst des elektrischen Antriebes sind sämtliche Schützen in 30 Minuten vollständig zu heben. In der rechten Wand des Beckens münden die Druckrohre aus. Jedes grosse Druckrohr hat einen lichten Dm. von 3,0 m und ist durch eine Schütze abschliessbar. Durch Umlaufrohre können die Schützen entlastet werden. Die Höhe der rechteckigen Rohrmündungen beträgt bei allen Rohren 4,5 m, während die lichte Weite bei den Rohren der 280pferdigen Turbinen mit 3,0 m, bei den Rohren der 3000pferdigen mit 6,0 m und bei der der 5000pferdigen Turbinen mit 9,0 m bemessen ist. Bei der gewählten Anordnung musste auf jedes Rohr unmittelbar hinter der Schütze ein Luftzuführungsrohr (0,50 m Dm.) gesetzt werden. Vor den Rohrmündungen ist ein **Feinrechen** aufgestellt, dessen Schwelle auf + 64 liegt, sodass dieselbe am untersten Ende des Beckens nach einem Absatz von 0,50 m am aufwärts gelegenen Ende einen solchen von 3,0 m bildet. Für den normalen Betrieb ist eine Bedienungsbrücke des Rechens auf + 72 angelegt. Bei Hochwasser ist eine Bedienung nicht erforderlich, da sich alle Schwimmkörper an der Oberfläche befinden und Grundeisbildungen nicht zu befürchten waren.

Die genieteten **Druckrohre** sind ganz in Beton eingehüllt. Das Unterwasser am Krafthaus sinkt im Winter bis auf + 51,75, sodass sich ein Druckgefälle von 18,25 m ergibt, wenn der N.W.-Spiegel im Becken auf + 70 liegt. Bei 200 cbm/sek. stehen daher rd. 36000 PS_e zur Verfügung. Wenn durch Anlegung des Nadelwehres das Druckgefälle auf rd. 22,0 m erhöht sein wird, können mit 200 cbm/sek. 44000 PS_e geleistet werden. Bei H.W. geht das Druckgefälle selten unter 16,0 m zurück. Es kann allerdings ganz ausnahmsweise das Unterwasser + 64,10 ansteigen, aber auch dann würde man immer noch 11,9 m Gefälle behalten, wenn man durch Vorsetzen von Bohlen auf den Überlauf den Wasserspiegel im Becken auf + 76 hält. Die Tur-

binenlieferanten, denen aufgegeben war, bei der Konstruktion eine Schwankung des Nutzgefälles zwischen 13,9 und 19,5 m zu berücksichtigen, verbürgten bei voller Be-

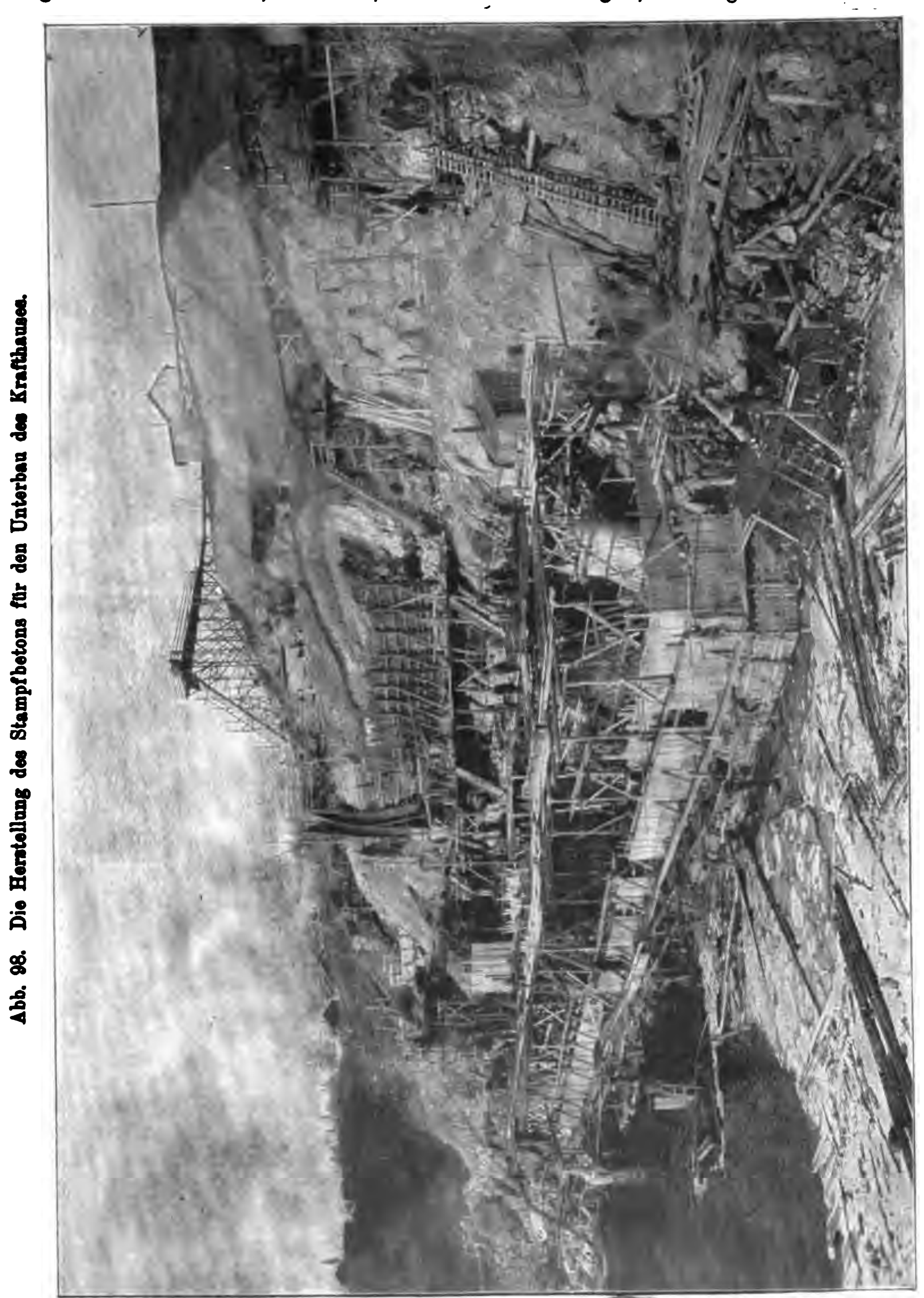


Abb. 98. Die Herstellung des Stampfbetons für den Unterbau des Krafthauses.

aufschlagung und einem Gefälle von 16,0 m einen Nutzeffekt von 75%, ferner dass der Nutzeffekt bei Erhöhung oder Verminderung dieses Gefälles um je 2,0 m unter

Beibehaltung der normalen Umlaufzahl von 150 in der Minute nicht unter 72 v. H. sinken würde. Bei den gegebenen Wasserspiegelverhältnissen im Unter- und Oberwasser musste man stehende Turbinen wählen, um die elektrischen Maschinen hochwasserfrei legen zu können. Der Flur des Maschinenraumes ist auf + 66 gelegt. Der ganze Unterbau des Krafthauses ist in Stampfbeton hergestellt (vergl. Abb. 98). Die **Turbinenkammern**, welche bei höheren Wasserständen unter dem Unterwasserspiegel liegen, sind wasserdicht hergestellt. Etwaiges Sickerwasser wird in einem Kanal gesammelt (vergl. Taf. XXXIV, Fig. 8) und kann durch eine kleine Kreiselpumpe beseitigt werden. Die **Saugkanäle** der Turbinen sind in Beton auf felsigem Untergrund syphonartig hergestellt und münden direkt in die Vervenbucht. Jeder Saugkanal kann gegen das Unterwasser durch Dammbalken abgeschlossen werden.

Der zunächst hergestellte erste Ausbau bot Platz für zwei Erregerturbinen [5]) von je 280 PS_e und für vier grosse Turbinen [6]) von je 3000 PS_e. Die Erweiterung ist so gedacht, dass das Krafthaus zu beiden Seiten verlängert wird und dass der südliche Teil noch drei Turbinensätze von je 5000 PS_e und der nördliche fünf Turbinensätze derselben Grösse aufnehmen kann. Der **Maschinensaal** des ersten Ausbaus hat eine Länge von rd. 45,5 m und eine Breite von 14,0 m, sodass rd. 5,3 qm pro 100 PS_e zur Verfügung stehen. Alle Turbinen sind als **Francis-Turbinen** gebaut. Die kleinen Erregerturbinen schlucken bei 16,0 m Gefälle 1,75 cbm/sek. und machen 320 Uml./Min. Die grossen Turbinen schlucken bei 16,0 m Druck 19 cbm/sek. und machen 150 Uml./Min. Die kleinen Turbinen sind hydraulisch entlastet (vergl. Taf. LXVII, Fig. 1). Die grossen Turbinen ruhen auf einem Ringspurlager mit Pressöl von 15 Atm. Jede Turbine ist durch eine grosse Drosselklappe absperrbar und jedes Turbinenabzweigrohr kann entleert werden. Die Regulierung der Voithschen Turbinen erfolgt durch Finksche Leitschaufeln, diejenige der Escher-Wyss-Turbine durch einen Spaltschieber (vergl. Taf. LXV, Fig. 1—3, und Kap. III, 5, Turbinen). Auf der Welle jeder grossen Turbine sitzt ein **Dreiphasengenerator** mit 2500 KW Leistung bei $\cos \varphi = 1$. Das Magnetrad hat 40 Pole, woraus sich bei 150 Uml./Min. 50 Per./Sek. ergeben. Die Maschinenspannung beträgt 5000 Volt [7]). Auf den Wellen der Erregerturbinen sitzen Gleichstromdynamos, welche bei 115 Volt je 158 Ampère liefern können.

In einem sehr geräumigen **Kabelkanal**, dessen Sohle auf + 61,80 liegt, werden alle Maschinenkabel zum **Schaltraum** geführt. Das Hauptschaltbrett, welches von einer balkonartigen Brücke aus bedient wird, liegt 5,0 m über dem Maschinenflur auf + 71. In einem etwa 10,0 m breiten, hinter der Schalttafel befindlichen Schaltraum sind alle Schaltapparate, Sicherungen, Widerstände etc. untergebracht.

In einer Entfernung von 1,5 m von dem Schaltbrett steht das Eisengerüst I, welches die Apparate und Sammelschienen für 5000 Volt trägt. Die Ölschalter für die Generatoren sitzen oben, dann folgen die zugehörigen Umschalter und weiter unten die Sammelschienen mit ihren Trennstücken. Die Messtransformatoren sind an passenden Stellen eingesetzt, die zugehörigen Sicherungen in Marmorabteilungen montiert. Es sind zwei Gruppen von Sammelschienen vorhanden und zwar die erste Gruppe für den auf 20000 Volt zu transformierenden Strom und die zweite Gruppe für den mit 5000 Volt zu verwendenden Strom. Von dem Gerüst I gehen die Leitungen hinab zu den Transformatoren und von den Hochspannungsklemmen der Transformatoren wieder hinab zum Gerüst II, welches alle Apparate und Sammelschienen für 20000 Volt einschliesslich der Fernleitungssicherungen aufnimmt. Die oben sitzenden Fernleitungsölschalter für 20000 Volt werden mit den vor der Apparatenwand befindlichen

---

5) Geliefert von J. M. Voith in Heidenheim.

6) Beim ersten Ausbau wurden nur zwei Turbinen aufgestellt und zwar eine von Voith und eine von Escher, Wyss & Co.

7) Die ganze elektrische Einrichtung ist von der E.-A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg geliefert.

Handhebeln eingeschaltet oder auf elektrischem Wege durch Schliessung eines Stromkreises oder auch selbsttätig bei einem gewissen stärksten Strom in der Fernleitung ausgeschaltet. Das Eisengerüst III enthält die Blitzschutzvorrichtungen.

In der Mitte des Transformatorenraumes liegt ein Transportgleis. Jeder Transformator — es wurden Öltransformatoren mit Luftkühlung verwendet — kann in kürzester Zeit mit Hilfe eines Transportwagens aufgestellt und ausgewechselt werden.

Die den eigentlichen Transformator aufnehmenden Ölgefässe sind zur Erzielung einer möglichst grossen Abkühlungsfläche aus Wellblech hergestellt. Der unter dem Transformatorenraume befindliche Kellerraum wird durch Mitteldruckventilatoren unter einem Luftdruck von 20 mm Wassersäule gehalten. Die Transformatoren sind auf starken Hartholzrahmen derartig aufgestellt und an ihrem unteren Teile mit einem Holzrahmen so umgeben, dass die von unten nach oben strömende kühle Luft an den vier Wänden der Wellblechkessel hochgeführt wird.

1904 waren zunächst eine nördlich nach Kristiania gehende Fernleitung von 63 km Länge, bestehend aus zwei Mastenreihen mit je zwei Linien zu drei Drähten, ferner eine Verlängerung von 24 km Länge mit einer Mastenreihe und drei Drähten von je 35 qmm über Kristiania hinaus zu einer Transformatorenstation bei Slemmesstad und schliesslich eine kürzere Südlinie ausgeführt. Meistens wurden Holzmasten von 12,0 m Länge verwendet. An zwei eisernen Querarmen sind auf jeder Seite je drei Isolatoren in einem gleichseitigen Dreieck von 2700 mm Seitenlänge angebracht. Die normale Entfernung von Mast zu Mast beträgt bei den Holzmasten 40,0 m. Im Laufe der Fernleitung sind sieben Unterstationen angelegt, in denen durch Öltransformatoren die Spannung von 20000 Volt auf 5000 Volt verringert wird. Der Strom wird mit dieser Spannung den Verwendungsgebieten zugeführt und daselbst entweder unmittelbar oder nach Transformierung auf 150 Volt verwendet. Je nach Anzahl und Grösse der aufgestellten Transformatoren schwankt die Grundfläche des Gebäudes einer Transformatoren-Stelle zwischen 30 und 120 qm.

---

§ 22. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk Jajce der Bosnischen Elektrizitäts-Aktiengesellschaft. Hierzu Taf. XXXV und XXXVI[1]).

Die Pliva, ein wilder Bergfluss Bosniens, entspringt an den Hängen des Smiljevaca (1647 m hoch). Ihr Niederschlagsgebiet wird auf rd. 750 qkm angegeben. Sie nimmt während ihres 35 km langen Laufes ausser verschiedenen kleineren Zuflüssen den Janijfluss auf, welcher nicht nur von zahlreichen oberirdischen Zuflüssen, sondern auch durch viele unterirdische gespeist wird, ohne dass sich genau feststellen lässt, wo diese ihren Ursprung nehmen. Es kann deshalb das Vorflutgebiet der Pliva mit Genauigkeit nicht festgestellt werden. Etwa 3,5 km von der Ausmündung der Pliva in den Vrbas, einem Nebenflusse der Save, welche auf einer langen Strecke die Grenze zwischen Kroatien und Slavonien einerseits und Bosnien andererseits bildet, erweitert sich in der Nähe des Dorfes Jecero die Pliva zu dem sogenannten Jecerosee mit einer Länge von 3 km und 600,0 m Breite. Aus diesem See stürzt sich der Fluss über einen schön bewachsenen Tuffriegel von mässiger Breite, einen Wasserfall von 6,5 m Höhe bildend, in den kleinen

---

1) Die Abbildungen sind zum Teile einer Broschüre der E.-A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg, zum Teil der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. (Aufsatz von Professor E. Reichel, Charlottenburg) 1900, S. 1848 u. ff. entnommen.

Jecerosee, der bei einer Länge von 1 km eine grösste Breite von 320,0 m hat. Beim Ausfluss aus diesem See stürzt der Fluss abermals über bewachsene Felsen 8,5 m ab und bildet dann noch zahlreiche kleinere Wasserfälle, um sich schliesslich nahe der Stadt Jajce in einem mächtigen Wasserfall von einer 25,0 m hohen Felswand in den Vrbas zu ergiessen (vergl. Taf. XXXV, Fig. 1). Die Differenz des Wasserspiegels des oberen Sees und des Vrbas beträgt bei M.W. rd. 80,0 m. Die sekl. Wassermenge, welche die Pliva dem Vrbas zuführt, soll bei trockenster Jahreszeit nicht unter 14 cbm/sek.[2]) fallen und bei höchstem H.W. auf 300 cbm/sek. steigen.

Der Vrbasfluss tritt oberhalb von Jajce in einer Schleife so dicht an den grossen Jecerosee heran, dass ihm das Wasser durch einen 1,7 km langen Tunnel hätte zugeführt werden können. Diese sehr günstigen Verhältnisse hatten bereits französische und schweizerische Ingenieure veranlasst, Projekte für die Ausnützung der hier gebotenen Wasserkräfte aufzustellen, welche aber zu keinen praktischen Resultaten geführt haben. Im Jahre 1896 begann eine deutsche Gesellschaft[3]) neue Vorarbeiten für den Ausbau einer Wasserkraftanlage und auf Grund derselben wurde im Jahre 1897 unter Mitwirkung deutscher und österreichischer Finanzkräfte die Bosnische Elektrizitätsgesellschaft gegründet mit dem Zwecke, die Wasserkraftanlage zur Ausführung zu bringen und sie in erster Linie zur Fabrikation von Kalzium-Karbid auf elektrischem Wege zu verwenden[4]).

Auf Grund vergleichender Kostenanschläge und mit Rücksicht auf die lange Bauzeit, welche für den 1,7 km langen Tunnel notwendig gewesen wäre, da eine grössere Zahl von Angriffsstellen schwer zu schaffen war, gab man dem in Taf. XXXV, Fig. 1 dargestellten Projekte den Vorzug, wonach ein über 3 km langer **Werkkanal** nach einer oberhalb der Ortschaft Piavice anzulegenden Druckkammer auszuführen war.

Der **Einlauf** wurde ganz in die Nähe des Wasserfalls zwischen dem grossen und kleinen Jecerosee verlegt. Nach Absenkung des Wasserspiegels im grossen Jecerosee wurde auf das durch den schon erwähnten Tuffriegel gebildete natürliche Wehr ein kleines künstliches Stauwehr von etwa 0,5 m Stauhöhe aus Beton aufgesetzt und auf diese Weise der Stauinhalt des Sees um etwa 430000 cbm erhöht (vergl. Taf. XXXV, Fig. 5). Durch zwei kleine Mulden in dem Stauwehr werden unterhalb liegenden Wasserberechtigten die ihnen zustehenden Wassermengen dauernd zugeführt. Man hat Vorsorge getroffen, dass im Bedarfsfalle auf der Wehrkrone in Abständen von 2,0 m I-Eisen eingelassen werden können, sodass man durch Einschieben von Brettern eine weitere Erhöhung des Wasserspiegels erzielen kann.

An das rechte Ende des Stauwehres schliesst sich ein **Grundablass** an (vergl. Taf. XXXV, Fig. 2 u. 4), dessen zum Teil in Beton, zum Teil in Holz hergestellte Kiesrinne sich bis in den See erstreckt. Der Grundablass ist durch drei Holzschützen abschliessbar. Unmittelbar neben dem Grundablass liegt der **Einlauf** zum Werkkanal. Die Sohle des Einlaufs ist in Beton hergestellt und durch eine Herdmauer gegen Unterspülung gesichert. Vor den Regulierungsschützen des Einlaufs ist auf der linken Kanalmauer ein **Überlauf** angelegt. Das Überfallwasser ergiesst sich fast in der Breite des Überfalls auf

---

[2]) Diese Zahl dürfte etwas zu hoch gegriffen sein, da sie, wenn die Grösse des Vorflutgebiets mit 750 qkm angenähert richtig angegeben ist, 18,66 l/sek./qkm ausmachen würde, was, auch wenn man die ausgleichende Wirkung der Seen in Rechnung zieht, für das kleinste 355tägige Wasser doch zu hoch erscheint.

[3]) Die E. A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg.

[4]) Infolge von Überproduktion setzte im Jahre 1901 eine scharfe Krisis in der Kalzium-Karbid-Industrie ein und die Gesellschaft hat sich dann später der Fabrikation von Ferro-Silizium und verwandten Produkten zugewendet.

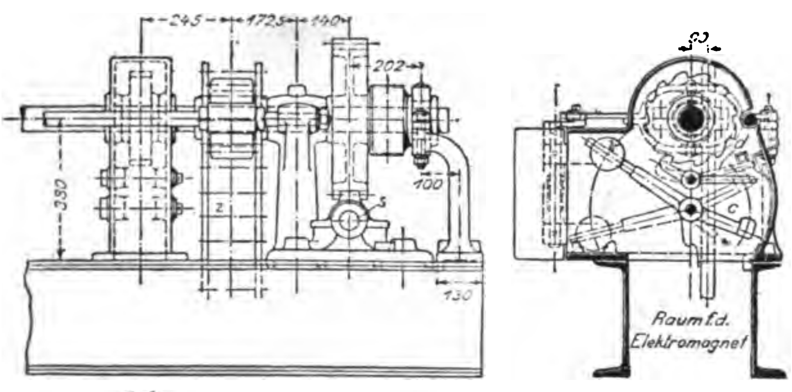
einer gepflasterten Sohle in den Grundablass, indem es hier über die Betonmauer des Grundablasses abstürzt. Die Regulierung des Zuflusses in den Werkkanal erfolgt durch drei Schützen aus 16 cm starken eichenen Bohlen von je 2,0 m Höhe und je 2,58 m Breite mit dem üblichen Vorgelege. Vor den Regulierungsschützen befindet sich ein schräg gestellter **grober Rechen** zur Abweisung von treibendem Holz. Eine breite Bedienungsbrücke gestattet, das Holz an das linke Ufer heranzutreiben, wo es über den Überlauf abgeführt werden kann. Über den letzteren hinweg führt eine Brücke auf zwei Längsbalken mit Bohlenbelag, vergl. Taf. XXXV, Fig. 6. Neben den Regulierungsschützen des Einlaufs ist ein Häuschen errichtet für den Wärter, welcher ständig an Ort und Stelle bleiben muss. Das Wärterhaus ist mit dem Krafthause durch eine Telefonleitung verbunden. Ausserdem ist ein Apparat aufgestellt, welcher höhere Wasserstände automatisch zum Krafthause meldet.

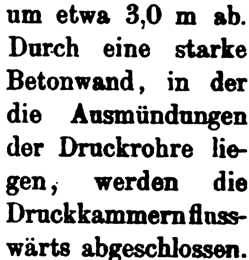
Abb. 99. Querschnitt durch den Werkkanal.

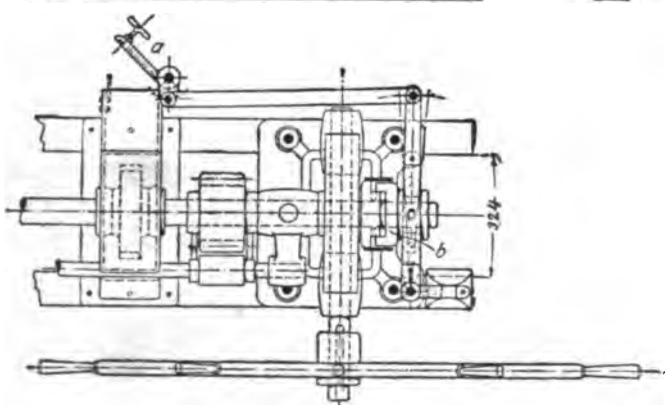
Die Länge des **Werkkanals** von den Regulierungsschützen bis zur Druckkammer beträgt 3103,3 m, wovon 946,7 m auf 15 längere und kürzere Tunnelstrecken entfallen. Der längste Tunnel ist 192,4 m lang. Das normale Profil des Werkkanals hat im Wasserspiegel eine Breite von 4,0 m und eine Wassertiefe von 1,5 m. Das Wasserspiegelgefälle beträgt 1 ‰, die Wassergeschwindigkeit 2,0 m/sek. Der Werkkanal folgt im wesentlichen dem Laufe der Pliva. Bei festem Untergrunde ist das Profil zwischen einseitigen oder beiderseitigen Betonmauern ausgebildet und an der Sohle und an Felswänden mit Betonauskleidung versehen. Auch die Tunnelstrecken sind meistens innerhalb des wasserberührten Querschnitts mit Beton ausgekleidet. Auf Rutschterrain und bei Überführungen ist das Gerinne aus Holz, entweder auf Pfählen oder auf Steinpfeilern, hergestellt. Ein Querschnitt des Holzgerinnes befindet sich auf Taf. LIII, Fig. 1 und wegen der Anschlüsse des Holzgerinnes an den Betonkanal vergl. Kap. III, 2 Werkkanäle. Zur bequemen Begehung der Kanalstrecke ist auf der linken Ufermauer ein Gehsteig mit Geländer (vergl. Abb. 99) und in den Tunnelstrecken ist auf eisernen Querträgern über dem Wasserspiegel ein Gehsteig angelegt, da das obere Tunnelgewölbe mit kreisrundem Querschnitt genügend weit ausgebrochen wurde. Der Werkkanal endigt in einem 40,0 m langen **Becken**, in welchem sich die Breite allmählich um etwa 2,0 m nach abwärts zu vergrössert (vergl. Taf. XXXV, Fig. 7). Die Krone der linken Kanalmauer ist auf die Höhe des normalen Wasserspiegels gelegt und bildet einen **Überlauf**. Der Überlaufkanal ist aus Beton hergestellt und fällt kaskadenförmig zum Flusse ab. Die Überlaufmauer endigt etwa 4,0 m vor dem **Feinrechen** der **Druckkammern** in einem kreisrunden Kopf. Die Sohle des Beckens fällt stark nach dem Ende zu ab, und da der Überlaufkanal am oberen Ende durch Schützen verschliessbar ist, so kann durch Ziehen dieser Schützen ein starker Spülstrom im Becken erzeugt werden. Der vor den Druckkammern etwa unter 45° aufgestellte Feinrechen ist im Grundriss spitzwinkelig zur Achse des Beckens gestellt, damit ein Spülstrom längs desselben bei geöffneten Schützen erzeugt

werden kann. In der Spülschütze ist noch eine kleine **Eisschütze** angelegt, um schwimmendes Eis, soweit es nicht über den Überfall abgeführt wird, vom Rechen entfernen zu können. Infolge der Absenkung der Sohle im Becken konnte die Schwelle des Rechens etwa 60 cm über die Beckensohle gestellt werden. Eine durch Bohlenbelag auf eisernen Trägern gebildete breite Bedienungsbrücke gestattet die Reinigung des Rechens durch Harken. Hinter dem Rechen sind durch einen in der Achse des Beckens errichteten Pfeiler zwei **Druckkammern** gebildet, von denen jede durch eine Holzschütze abschliessbar ist. Hinter den Schützen senkt sich die Sohle der Druckkammern scharf um etwa 3,0 m ab. Durch eine starke Betonwand, in der die Ausmündungen der Druckrohre liegen, werden die Druckkammern flusswärts abgeschlossen.

Abb. 100. Elektromagnetische Verschlussvorrichtung der Schützen in den Druckkammern.







Der Scheitel der ziemlich steil abfallenden Druckrohre liegt etwa 4,0 m unter dem normalen Wasserspiegel in den Druckkammern und die Zuführung zu der Rohrmündung ist in dem Beton gut abgerundet, sodass Wirbelbildungen nicht entstehen können und Luft in die Rohre beim normalen Betriebe nicht mitgerissen wird. Damit bei einem etwaigen Rohrbruch jedes Druckrohr vom Maschinenhaus aus schnellstens geschlossen werden kann, ist eine elektromagnetische Vorrichtung angebracht, welche vom Maschinenhaus bedient werden kann (vergl. Abb. 100).

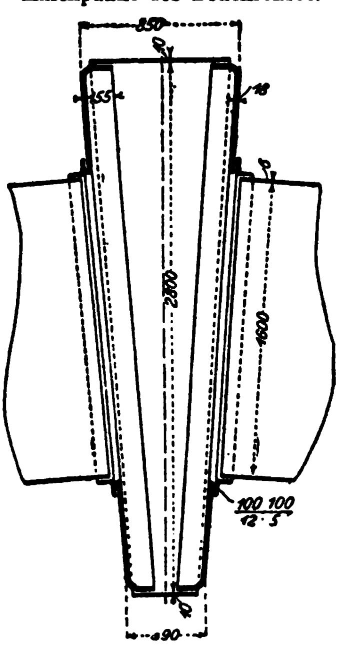
Ist die Türe a geöffnet, so ist die Kupplung b eingerückt, die Zahnstange also mit der Schnecke s verbunden und durch eine Klinke d gesperrt. Ehe der Wärter die Schützen verlässt, hat er das Hebelwerk c in die Lage zu stellen, welche in der Abb. 100 ausgezogen ist, und die Türe a zu schliessen. Die Kupplung b ist dann ausgerückt und die Zahnstange z hängt nur an der Sperrklinke d, welche durch einen Elektromagneten ausgeklinkt und in die punktierte Lage gebracht werden kann. Durch eine Rolle mit Gegengewicht könnte nunmehr die Schütze selbstwirkend schnellstens zum Schlusse gebracht werden[5].

Die **Druckrohrleitung** besteht aus zwei Strängen von je 1,6 m lichtem Durchmesser. In dem Mauerwerk der Druckrohrkammer sind die Rohre fest vermauert und durch mehrere aufgenietete Winkeleisen abgedichtet. Die gesamte Länge der Druckrohrleitung beträgt etwa 236,0 m. Die Rohre sind aus Siemens-Martin-Blech in Rohrlängen von 7,8 m hergestellt und an Längs- und Quernähten genietet, sodass Flansch-

[5]) Dem Verfasser ist nicht bekannt, wie die bezügliche mechanische Einrichtung getroffen wurde.

verbindungen fehlen. Die Wandstärke wächst von 6 auf 12 mm an. Die Rohre sind offen verlegt und auf einzelnen Betonklötzen gelagert. An den Stössen beträgt die Entfernung der Betonfundamente normal 3,5 m, so dass auf 7,8 m Rohrlänge von Stoss zu Stoss sich zwischen den zwei Fundamentklötzen je eines Rohres eine Entfernung von 4,30 m ergibt. Jeder Rohrstrang hat seine besonderen Fundamente. Zur Versteifung der Rohre sind auf jede Rohrlänge zwei Winkeleisen aufgezogen. Die Rohre ruhen in gusseisernen Lagerschalen (vergl. Taf. LIX, Fig. 16). Eine Darstellung des Rohrstranges und seiner Verankerung an dem untersten Knickpunkt findet sich auf Taf. LVIII, Fig. 7 bis 9. Zum Ausgleich bei Temperaturdifferenzen ist am obersten Knickpunkt eine Dilatationsvorrichtung nach Abb. 101 eingelegt (vergl. auch Taf. LVIII, Fig. 7). Um die infolge der Turbinenregulierung im Druckrohr entstehenden Stösse unschädlich auszugleichen, ist unterhalb des Krafthauses auf jedes Rohr ein **Windkessel** aufgesetzt (vergl. Taf. XXXVI, Fig. 3), ausserdem sind Sicherheitsventile angebracht. Kurz vor dem Krafthause entfernen sich die beiden Rohre voneinander, um in die Rohrkanäle zu beiden Seiten des Krafthauses einzutreten (vergl. Taf. XXXVI, Fig. 4).

Abb. 101. Dilatationsstück am Knickpunkt des Druckrohres.



Im **Krafthause** sind 10 Turbinen aufgestellt und zwar an jeder Seite 5 (vergl. Taf. XXXVI, Fig. 1). Um die Turbinen einzeln absperren zu können, ist in jedes spitzwinkelig ausmündende Zweigrohr eine Drosselklappe mit Ablaufrohr eingesetzt. Der **Maschinensaal** ist etwa 29,0 m lang und 22,0 m breit. Acht Turbinen[6]) haben eine Leistung von je 1000 PS_e, zwei eine solche von 632 PS_e bei gleicher Umdrehungszahl von 300 in der Minute. Die grösseren Turbinen sind für eine Wassermenge von 1,3 cbm/sek. bei 74,5 m Gefälle gebaut, die kleineren für 0,82 cbm/sek. Es sind **Francis-Reaktions-Turbinen** mit Spiralgehäuse und drehbaren Finkschen Leitschaufeln, welche durch die Reguliervorrichtung verstellt werden. Die grossen Turbinen haben 24 bewegliche Leitschaufeln. Jede Turbine giesst einseitig axial in ein Saugrohr aus, welches in den Turbinenkanal eintaucht. Eine Darstellung der Turbinen befindet sich auf Taf. LXXI, Fig. 1 bis 9 (vergl. auch Kap. III, 5 Turbinen). Bei allen Turbinen ist ein Umlaufrohr mit Absperrhahn zwischen Druckrohr und Spaltraum angebracht, um den axialen Druck auf das Laufrad regeln zu können. Die beiden kleineren Turbinen sind mit selbsttätiger Regelung mittelst hydraulischer Servomotoren versehen und haben zur Erreichung der erstrebten Gleichförmigkeit des Ganges Schwungräder erhalten. Die Regelung der grossen Turbinen erfolgt auf elektrischem Wege vom Schaltbrett aus.

Von der Turbine wird durch einen Riemen eine zu ihr parallel laufende Welle W_1 angetrieben, auf der ein Reibkegelrad R_1 sitzt (Taf. LXXI, Fig. 5—8). Das eine Lager dieser Welle ist senkrecht zur Welle verschiebbar. Wird einer der beiden Elektromagneten M_1 und M_2 erregt, was vom Schaltbrett aus bewirkt wird, so wird der zwischen beiden sitzende Anker angezogen, dadurch das Kegelrad R_1 gegen die eine Seite des Doppelkegels R_2 gepresst und letzterer in Umdrehung versetzt. Die Drehung von R_2 wird durch ein Zahnradvorgelege auf die Welle W_2 und von dieser mit Schraubenspindel und Mutter auf das zum Verstellen der Leitschaufel dienende Hebelwerk übertragen. Durch Erregung des zweiten Magneten wird eine Bewegung in umgekehrtem Sinne bewirkt. Auf der Welle W_2 sitzt noch eine Bremse, die ebenfalls elektromagnetisch in Tätigkeit versetzt wird.

[6]) Geliefert von Ganz & Co., Budapest.

Unter jedem Druckrohr befindet sich im Krafthause ein für je fünf Turbinen gemeinschaftlicher **Turbinenkanal.** Die beiden Turbinenkanäle vereinigen sich unterhalb in einem kurzen Unterwasserkanal. Der Unterbau des Krafthauses ist aus Beton hergestellt.

Zur Unterstützung des Daches dienen zwei Säulenreihen, sodass eine Mittelhalle und zwei Seitenhallen gebildet werden. Auch die Seitenwände sind durch Eisenfachwerk verstärkt, um gegen die in dieser Gegend bisweilen vorkommenden Erdbeben den nötigen Schutz zu bieten. Jede der grossen Turbinen ist mittelst Zodelkuppelung mit einem **Drehstromgenerator** gekuppelt, welcher einen Strom von 3000 Ampère bei einer Spannung

Abb. 102. Ansicht des Krafthauses.



von 155 V. liefern kann. Mit diesem Strom wurden früher die Karbidöfen gespeist. Jeder Drehstromgenerator ist mit eigener Erregermaschine versehen, welche bei 80 V. 30 Ampère Strom erzeugt (vergl. Taf. XXXVI, Fig. 2). Die zwei kleinen Turbinen sind mit **Gleichstrommaschinen** gekuppelt, welcne Strom von 120 V. für die Fabrikation von Chlor liefern sollten. In der Mitte des Maschinenhauses unter dem Maschinenflur befindet sich ein grosser **Kabelkanal** von 3,0 m Breite und 3,25 m Höhe, in welchem die Maschinenkabel nach dem Schaltraum geführt werden. Letzterer hat eine Länge von rd. 12,0 m und eine Breite von 4,0 m. Das 10,0 m lange und 4,0 m hohe Hauptschaltbrett wird durch ein Podium bedient, welches etwa 0,8 m über dem Maschinenflur liegt. Im Krafthause ist dann noch in Höhe des Maschinenflurs ein Zimmer für den Maschinenmeister, eine Werkstatt und ein Lager für Öl und Reserveteile untergebracht. Abb 102 zeigt eine Gesamtansicht des Krafthauses.

Zur Leitung des Stromes vom Krafthause nach der in der Nähe befindlichen Fabrik

ist ein besonderer, geräumiger Kabelkanal angelegt, in welchem 96 blanke Kupferkabel untergebracht sind.

Am 1. November 1897 wurde mit dem Bau begonnen und am 25. März 1899 konnte der Betrieb aufgenommen werden.

---

§ 23. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Drac bei Avignonnet (Isère) der Société Grenobloise de Force et Lumière. (Hierzu Taf. XXXVII [1]).

Der Drac hat oberhalb von Avignonnet ein Vorflutgebiet von etwa 2112 qkm. Er erhält zum Teil sein Wasser von dem Südabhang des im Departement Hautes-Alpes gelegenen Sirac-Gletschers. Die N.W.-Wassermenge soll bei Avignonnet selten unter 20,0 cbm/sek. oder 9,5 l/sek/qkm sinken. Während 9 Monate kann man auf mindestens 35 cbm/sek. oder 16,6 l/sek/qkm rechnen. Die Wassermenge des M.W. soll 80 bis 100 cbm/sek. betragen, das höchste Hochwasser 1200 cbm/sek. Das mittlere Gefälle des Flusses auf der Strecke oberhalb und unterhalb von Avignonnet beträgt etwa 7 ‰. Der Drac ist in der Gegend von Avignonnet zwischen steilen Felswänden eingeschnitten, die zum Teil bis zu etwa 300,0 m über den Flusspiegel emporsteigen (vergl. Abb. 103). Man hatte zwei Projekte zur engeren Auswahl aufgestellt [2]), eines mit einem niedrigen Wehr und 4000,0 m langem Werkkanal und das zweite mit einer hohen Staumauer mit Überfall auf der Krone und kurzem Werkkanal. Dem Projekt mit der **Staumauer** gab man schliesslich den Vorzug, weil man mit Hilfe derselben eine wirksame Reinigung des Triebwassers von den in sehr grossen Mengen mitgeführten Sinkstoffen bewirken und ausserdem ein grösseres Sammelbecken erzielen konnte, aus welchem man stundenweise die Betriebswassermenge zu ergänzen in der Lage sein würde. Letzterer Gesichtspunkt war besonders deshalb wichtig, weil die Gesellschaft auf einen grösseren Absatz elektrischer Energie für Lichtzwecke, also auf ein stundenweises starkes Anwachsen des Konsums zu rechnen hatte.

An der für die Errichtung der Staumauer gewählten Stelle (vergl. Taf. XXXVII, Fig. 1) war die Flussohle trotz der Enge des Profils mit einer im Laufe der Jahrhunderte gebildeten, so mächtigen Schicht von Geschiebe und Sinkstoffen bedeckt, dass man mit der Fundierung der Staumauer den Felsen nicht erreichen konnte. Man hatte aber durch Bohrungen und Probelöcher sowohl die Tragfähigkeit als auch die Undurchlässigkeit der unteren Schichten festgestellt. In zwei in einer Entfernung von 19,0 m in der Achse der Flussohle ausgehobenen Probelöchern hatte man auf Grund längerer Beobachtungen bei einer Wasserspiegeldifferenz von 9,0 m keinerlei Durchlässigkeit von einem zum andern wahrnehmen können. Man entschloss sich deshalb, die Staumauer auf der Ablagerungsschicht zu fundieren, ihr aber einen ca. 28,0 m langen befestigten Abfallboden zu geben, um Auskolkungen hinter der Mauer zu verhüten. Seitlich an den Hängen konnte man das Betonmauerwerk an gesunden Felsen anschliessen. Die Flussohle lag an der Baustelle auf etwa + 375,50 bis + 376,0 über dem Meere. Die Krone

---

[1]) Die Zeichnungen und Abbildungen sind z. T. einem Sonderabdruck aus dem Génie Civil 1903, Aufsatz von A. Dumas „Usine Hydro Électrique D'Avignonnet sur le Drac" und z. T. der Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche, Deuxième Volume, Grenoble 1902. S. 497 u. ff. entnommen.

[2]) Die Vorarbeiten und Projektaufstellung lag in den Händen der Société Franco-Suisse pour l'industrie électrique, welcher als beratender Bauingenieur Théodore Turettini aus Genf zur Seite stand (vergl. Seite 25).

der Staumauer wurde auf + 395,85 festgelegt. Auf diese Weise wurde eine Stauweite im Flusse von 3500,0 m Länge und ein Reservoir von rd. 1500000 cbm Nutzinhalt geschaffen bei einer Oberfläche im Wasserspiegel von rd. 215000 qm. Die Staumauer bildet im Grundriss einen Bogen mit 200,0 m Rd. in der Krone. Die Kronenbreite beträgt 4,75 m, die Kronenlänge etwa 60,0 m, während die Länge in der Flussohle nur ca. 45,0 m misst. Die Breite der Staumauer an der tiefsten Stelle beträgt 23,9 m, und diese Breite ist für den etwa 3,0 m hohen Fundamentsockel beibehalten. Die Höhe von der O.K. dieses Fundamentsockels bis zur Krone beträgt rd. 20,27 m, sodass die Breite des Mauerfusses rd. 117 % der Höhe ausmacht. An dem vorderen und hinteren Ende der Fundamentsohle ist ausserdem je eine 2,5 m breite Grundmauer noch ca. 4,0 m tiefer fundiert, um dem Durchdringen von Wasser weitere Widerstände entgegenzusetzen (vergl. Taf. XXXVII, Fig. 4). Die Staumauer ist in Beton ausgeführt und an den wasserberührten Flächen mit

Abb. 103. Ansicht der Staumauer.



grossen roh bearbeiteten Kalksteinquadern von 0,50 bis 0,60 m Dicke verblendet. Während die Verblendflächen der vorderen Front und der Krone glatt gemacht wurden, hat man die abwärts gelegenen Absturzflächen durch vorstehende Quaderköpfe rauh gemacht (vergl. Abb. 103), um die Geschwindigkeit des abstürzenden Wassers nach Möglichkeit zu verringern. Bei der Berechnung der Staumauer ist als höchstzulässige Kantenpressung für Beton 6 kg pro qcm zugrunde gelegt bei einer Überstauung von 2,0 m. Um das Staubecken so weit von Ablagerungen frei halten zu können, als es für den Betrieb erforderlich ist, wurde am rechten Ufer neben der Staumauer ein Grundablass von 9,0 m lichter Weite angeordnet mit der Sohle 7,0 m unter der Krone der Staumauer. Bis zur Grundschwelle des Grundablasses (Kiesfreilaufs) wird sich allmählich die Flussohle erhöhen, sodass die Fundamentsohle der vorderen Grundmauer ca. 21,0 m tiefer als die zukünftige Sohle des Staubeckens liegen wird.

Um während des Baues das Wasser des Drac abzuführen, wurde am linken Ufer ein Tunnel von 95,0 m Länge und 26 qm Querschnitt in dem Felsen ausgebrochen. Unterhalb der aufwärts gelegenen Öffnung dieses Tunnels wurde quer über das Flussbett ein Fangedamm errichtet.

Die Staumauer ist in zwei Abteilungen ausgeführt und man hat deshalb einen zweiten Fangedamm in der Achse des Flusses angelegt. Zuerst wurde die am rechten Ufer gelegene Hälfte in Angriff genommen (vergl. Abb. 104). Auf diese Weise konnte bei Hochwasser die eine Hälfte des Flussbettes noch zur Abführung des Drac zunächst mit benutzt werden.

Dreimal hat Hochwasser die Arbeiten unterbrochen und die Fangedämme zum Teil fortgerissen. Da sich der Umgehungstunnel, wie eigentlich bei seinem im Verhältnis zur Hochwassermenge zu kleinem Querschnitt von vornherein vorauszusehen war, sehr bald für die Abführung des Hochwassers als ganz unzureichend herausstellte, hat man sowohl in der rechten als auch später in der linken Hälfte der Staumauer in der Höhe der Fangedämme provisorische Öffnungen von 37,0 qm freigelassen, die später durch grosse Betonpfropfen geschlossen sind. Die Seitenwandungen dieser Öffnungen wurden von vornherein im Querschnitt sägeförmig angelegt, sodass sich die einzelnen Teile des schliessenden Querschnitts konisch flussabwärts verjüngen (vergl. Abb. 105).

Abb. 104. Herstellung der Fundamentsohle der Staumauer am rechten Ufer und Aushub der Baugrube für die vordere Herdmauer.



Im März 1899 ist mit den Arbeiten begonnen worden, am 15. Juni 1901 hatte man den rechten Teil bis auf etwa 10,0 m Höhe über dem Wasserspiegel beendigt und die Baugrube im linken Teil fertig ausgehoben, als ein Hochwasser eintrat, welches während einer Stunde die ganze Baugrube wieder mit Kies und Sand ausfüllte und die Fangedämme zum grössten Teil zerstörte. Allein durch dieses Hochwasser ist eine Verzögerung in den Bauarbeiten von vier Monaten verursacht. Erst im Juli 1902 konnte die Staumauer beendigt werden.

Der Kies wurde in einer Grube 200,0 m oberhalb der Baustelle am rechten Ufer gewonnen. Für die Fundierung der Staumauer ist eine Mischung von 300 kg Zement, 0,4 cbm Sand und 0,8 cbm Kies gewählt. Für den oberen Teil ist die Beigabe an Zement auf 200 kg pro cbm eingeschränkt. Der Transport des Kieses und der Hausteine wurde von den 200,0 m über dem Drac liegenden Brüchen mittelst einer Seilbahn von ungefähr 500,0 m Spannweite bewirkt, ebenso war von der Bahnlinie Saint-Georges de Commiers-La Mure und zwar von einem besonders angelegten Anschlussgleise aus eine Seilbahn von 500,0 m Länge bis zum linken Ufer des Drac herübergeführt, um alle übrigen Materialien zur Baustelle schaffen zu können. Die normale zulässige Nutzlast eines Tragkorbes war zu 1500 kg

angenommen. Diese letztgenannte Seilbahn hatte eine Höhendifferenz von ungefähr 300,0 m zu überwinden. Die zum Betriebe der beiden genannten Seilbahnen, sowie aller übrigen Hilfsmaschinen erforderliche Energie wurde durch eine kleine hydro-elektrische Kraftstation von 100 PS_e geliefert, welche einen kleinen Wasserfall in der Nähe der Baustelle (La Cascade de Vaulx) ausnützte. Am linken Dracufer war eine Schmalspurbahn zum weiteren Transport der Materialien errichtet. Unmittelbar unterhalb der Baustelle für die Staumauer war eine Hängebrücke über den Drac gespannt, auf welcher eine mobile Last von 3 t bewegt werden konnte.

Über die Konstruktion des Abfallbodens wird noch einiges im Kapitel III, 1. A. Wehre mitgeteilt werden. Derselbe ist, wie Taf. XXXVII Fig. 1 zeigt, kassettenartig durch Längs- und Quer-Betonmauern von 1,40 m Stärke und 3,70 bis 4,30 m lichtem Abstand gebildet, welche eine Betondecke tragen. Die kassettenartigen Hohlräume sind durch Kies angefüllt. Der Abfallboden steigt flussabwärts an und bildet so ein Wasserpolster, durch welches der Schlag des vom Wehr herabstürzenden Wassers gemildert wird. Die Höhe

Abb. 105. Ansicht der Staumauer. August 1901.



des überfallenden Wasserstrahls ist, wie erwähnt, für die Berechnungen auf 2,0 m angenommen. Da am Ende dieses Abfallbodens noch eine Stufe bis zum Niedrigwasserspiegel von 4,50 m entstanden ist, so wurde, obwohl der Wasserstrahl bei höchstem Wasser mit einem spitzen Winkel von rechnerisch 22° 51′ in den Wasserspiegel des N.W. einfallen soll, die Sohle daselbst durch das herabstürzende Wasser sehr angegriffen, und man hat deshalb nachträglich auf einer längeren Strecke eine weitere Sicherung durch mächtige Steinblöcke und Steinschüttung anbringen müssen.

Der bereits erwähnte **Grundablass** von 9,0 m lichter Weite ist durch eine einzige eiserne Schütze geschlossen. Diese Schütze hat eine Gesamtbreite von 10,0 m und eine Höhe von 7,0 m; sie ist berechnet für einen Druck von 375 t, welcher eintreten würde, wenn bei geschlossener Schütze der Wasserspiegel 2,0 m über Krone der Staumauer gestiegen sein würde. Eine Abb. der Schütze findet sich im Kap. III. 3. Schützen.

Acht grosse, horizontale eiserne Gitterträger von gleicher Grösse bilden das Traggerüst der Schütze. Ihre Entfernung in der Vertikalen voneinander ist so bemessen, dass jeder Träger ungefähr

denselben Druck erhält. Die Träger sind untereinander durch Gitterwerk verbunden und vorn durch eine Wand aus genietetem Eisenblech geschlossen. Die Bedienungsbrücke liegt so hoch über der Schütze, dass sie beim höchsten Wasserstand vollkommen frei hängen kann. Mit Rücksicht auf die grossen Abmessungen der Schütze konnte man die Anschlagfläche derselben nicht einfach auf einer Gleitbahn gleiten lassen, sondern man musste statt der gleitenden die rollende Reibung einführen. Infolgedessen ist hierfür das System Stoney nach dem Muster von Chèvres angewendet, ebenso hat man die Dichtung nach demselben Vorbilde ausgeführt, nur dass hier als Dichtungsstab ein Zylinder aus Bronze verwendet wurde. Der Bewegungsmechanismus ist gleichfalls dem von Chèvres nachgebildet (vergl. Taf. LV, Fig. 3, 12 u. 13) und das Gewicht wie dort durch Gegengewichte ausbalanciert. Die Schütze kann sowohl von Hand als auch mittelst eines Elektromotors gehoben werden. Bei der Hebung von Hand würden 6 $^1/_2$ Stunden notwendig sein, um die Schütze, deren Gewicht ungefähr 66 t beträgt, 7,0 m zu heben. Mit Hilfe des elektrischen Motors kann aber diese Zeit auf 1 Stunde nnd 40 Minuten eingeschränkt werden, was für alle Fälle genügt.

Abb. 106. Die Schliessung des Umgehungskanals.



Der Grundablasskanal hat eine Länge von 70,0 m. Er ist von starken Wänden aus Bruchsteinen eingefasst und seine Sohle ist in den Felsen eingeschnitten. Zum Schutze desselben ist in der Sohle eine Pflasterung auf Beton vorgesehen (vergl. Taf, XXXVII, Fig. 2 u. 3). Da beim höchsten Stau ungefähr 450 cbm/sek. durch diesen Grundablass fliessen, musste bei der Ausmündung desselben in den Fluss die Sohle befestigt werden. Das ist durch grosse Steinblöcke geschehen, welche die Sohle des Flusses bedecken. Übrigens wird, wenn das höchste Wasser zum Abfluss gelangt, die Wassertiefe eine sehr beträchtliche sein, sodass das aus dem Grundablass in den Fluss stürzende Wasser ein Wasserpolster vorfindet.

Nachdem die zeitweiligen Öffnungen in den beiden Hälften der Staumauer geschlossen waren, — auf die völlige Entleerung und Spülung des Staubeckens mit Hilfe des Umgehungskanals hat man verzichtet — musste man, um die Füllung des Staubeckens vornehmen zu können, den Umgehungskanal schliessen. Zu diesem Zwecke liess man in der Stirn der Tunnelöffnung vertikale, starke eiserne Walzträger ein, welche mit der Vorderkante der Tunnelöffnung bündig lagen. Gegen diese Walzträger wurden dann mit Beton gefüllte eiserne Zylinder von 30,0 cm Dm. gelegt, welche von oben heruntergelassen wurden (Abb. 106).

Jeder Zylinder war mit zwei Ringen versehen, um einen Zwischenraum von 2,0 cm zwischen den Zylindern herzustellen. Alle Zwischenräume zusammen waren so berechnet, dass durch den Tunnel während der Füllungszeit noch mindestens 15 cbm/sek. fliessen konnten, eine Wassermenge, welche als Minimum für die unterliegenden Wassernutzungsberechtigten auch während der Füllungszeit freizugeben war. Nachdem dann das Wasser im Staubecken bis über die Sohle des Grundablasses gestiegen war, hat man die Schliessung der Öffnungen zwischen den Zylindern durch Zementsäcke und vorgeworfenen Sand und Ton zu erreichen versucht. Das ist aber nur unvollständig gelungen. Man hat deshalb nachträglich am unteren Ende des Tunnels ein eisernes Rohr eingelegt, durch welches das durch die vordere Verschlusswand dringende Wasser abfliessen konnte und dann dieses Rohr in einen starken Betonpfropfen eingemauert, welcher den übrigen Querschnitt des Tunnels dicht abschloss. Nachdem die Betonmauer die genügende Festigkeit erlangt hatte, wurde eine an der vorderen Mündung des Rohres angebrachte dichtschliessende, aber während des Baues offen gehaltene Klappe heruntergelassen, sodass nunmehr auch das Rohr verschlossen wurde[3]).

Der **Einlauf** liegt sehr zweckmässig in der Fortsetzung des linken Uferpfeilers des Grundablasses.

Die Einlaufschwelle, auf welcher der Rechen steht, liegt rd. 2,45 m höher als die Schwelle des Grundablasses. Bei richtiger Bedienung des letzteren kann daher kaum Kies und Sand in den Kanal hineintreten. Die Länge der Einlaufschwelle beträgt ca. 25,0 m, die Höhe des Rechens bis zur Krone des Wehres 4,55 m, sodass eine Rechenfläche von mehr als 100 qm für den Eintritt des Wassers zur Verfügung steht. Die lichte Weite zwischen den Rechenstäben beträgt etwa 3 cm. Man wird demnach die freie Durchflussfläche zu rd. 75,0 qm annehmen können, welche bei 40 cbm/sek. einer Einflussgeschwindigkeit von rd. 0,90 m/sek. entsprechen würden, wenn der Wasserspiegel in Höhe der Staumauerkrone liegt. Die Einflussgeschwindigkeit müsste wachsen, wenn man beim Sinken des Stauspiegels im Becken denselben maximalen Verbrauch an Triebwasser hätte, was aber nur ausnahmsweise der Fall sein dürfte.

Als Mangel der Anlage hat sich herausgestellt, dass die Abführung des Eises und des treibenden Holzes nur bei gezogener Grundablasschütze oder über den Wehrrücken hinweg erfolgen kann. Es wäre zweckmässig gewesen, entweder in der Hauptschütze des Grundablasses selbst oder daneben noch eine Schütze für Eis und treibendes Holz anzuordnen.

Hinter dem Rechen ist durch Ausbrechen des Felsens ein Einlaufbecken gebildet, in welchem nochmals eine Absonderung etwaiger Verunreinigungen des Wassers stattfinden soll.

---

[3]) Das Herunterlassen der Klappe dürfte vermutlich mit Hilfe eines Seiles, welches in einem kleinen eisernen Rohr durch die Betonmauer geführt war, geschehen sein. Das kleine eiserne Rohr war dann leicht durch einen Stöpsel vollkommen dicht abzuschliessen.

Der **Werkkanal** liegt auf dem linken Ufer ganz im Tunnel. Er hat eine Länge von 840,0 m und einen grössten wasserberührten Querschnitt von 16 qm. Die grösste sekl. Wassermenge, welche durch den Werkkanal abgeleitet werden soll, beträgt 40 cbm/sek., die durchschnittliche etwa 25—30 cbm/sek. Der Zufluss aus dem Einlaufbecken wird durch zwei Schützen reguliert, deren Aufzugsvorrichtungen man in Abb. 106 noch erkennen kann. Etwa 550,0 m von den Regulierungsschützen entfernt ist ein Überfall angelegt, über welchen 40 cbm/sek. bei voller Füllung in den Drac zurückgeführt werden können (vergl. Taf. XXXVII, Fig. 6, 7, 8). Man konnte hier das Wasser auf stark geneigter Sohle ohne Kaskaden abfliessen lassen, da dieser Überlaufkanal als Tunnel in sehr festen Felsen eingeschnitten wurde. Von dem Austritt desselben aus dem Gebirge am Ufer stürzt das Wasser auf dem natürlichen Felsen weiter in den Drac ab. Der Werkkanal endigt in einem **Vorbecken** von 32,5 m Länge und 8,18 m Breite in der Sohle gemessen. Die Sohle dieses Vorbeckens ist in einem Sprung um 1,75 m gegen die Sohle des einmündenden Kanals vertieft und hat eine Neigung von etwa 1 : 15 gegen den am untersten Ende gelegenen **Spülablass.** Letzterer ist durch eine Schütze verschlossen. Über demselben in der das Vorbecken begrenzenden Quermauer aus Beton ist noch ein 7,60 m langer **Überlauf** angelegt (vergl. Taf. XXXVII, Fig. 9, 10 und 11). Der Überlaufkanal ist hier stufenförmig in den Felsen eingeschnitten und mit einem Betongewölbe überdeckt, um das zerstäubende Wasser von dem Krafthause fernzuhalten. Sehr zweckmässigerweise ist das Vorbecken durch eine Längsmauer von der **Druckkammer** getrennt, denn das Wasser muss so über diese Längsmauer in die Druckkammer übertreten, und es werden etwaige Verunreinigungen, die das Wasser noch enthalten sollte, wirksam zur Ablagerung gebracht und durch die gleichfalls zweckmässig angelegte Spülschütze entfernt.

Aus der Druckkammer münden 7 aus Siemens Martinstahl genietete **Druckrohre** mit Flanschenverbindung, je eins für je eine der 7 Turbinen, welche im Krafthause aufgestellt werden sollen. Der Verschluss der Druckrohre erfolgt durch je eine Schütze, welche in der Ausmündungsfläche liegt. Man musste deshalb auf jedes Druckrohr ein Luftrohr aufsetzen, damit für den Fall, dass bei geschlossener Schütze eine Entleerung des Druckrohres stattfindet, Luft einzutreten und bei teilweise geschlossenen Schützen mitgerissene Luft zu entweichen vermag (vergl. Taf. XXXVII, Fig. 9). Jedes Druckrohr hat einen Durchmesser von 2,2 m im Lichten. Alle offen verlegten Rohre werden zwischen Druckkammer und Krafthaus noch einmal durch eine Mauer gestützt.

Die grösste sekl. Wassermenge, welche durch ein Rohr abgeführt werden soll, beträgt 7,6 cbm/sek., sodass sich eine Maximalgeschwindigkeit im Druckrohre von 2,0 m/sek. ergibt.

Bemerkenswert ist die Einmündung der Druckrohre in die Turbinen, welche wie bei der Anlage Vizzola **von oben** erfolgt, indem die Rohre die Wand des Maschinenhauses unterhalb der Kranbahn durchdringen. Auf diese Weise macht das Wasser den kürzesten Weg und erleidet die geringsten Druckverluste. Mit Rücksicht auf die oben und unten vorhandenen Knicke und die Kürze der Rohre konnte man von Dilatationsvorrichtungen ganz absehen.

Der Maschinensaal des **Krafthauses** ist für 7 Maschinengruppen von je 1750 PS. eingerichtet, von denen im Jahre 1904 erst 4 Gruppen aufgestellt waren. Das Krafthaus musste möglichst dicht an die Druckkammer herangelegt werden (vergl. Abb. 107), da der Raum zwischen dem Ufer des Drac und dem steil ansteigenden Gebirge sehr beschränkt war. Man hat oberhalb der Druckkammer noch Trockenmauern anlegen müssen, um die Druckrohre und das Maschinenhaus vor herabstürzenden Steinen zu schützen.

In der Abb. 107 sieht man eine provisorische Bohlwand an der Stelle, wo die Trockenmauer später errichtet ist. Der Maschinensaal hat eine Länge von rd. 60,0 m und eine Breite von rd. 17,0 m, es stehen also 1020 qm Bodenfläche, d. h. rd. 8,3 qm pro 100 install. PS_e, zur Verfügung. Neben den Maschinen ist reichlich Platz für die Aufstellung von Maschinenteilen im Falle einer Reparatur. An dem einen Ende des Maschinensaals befindet sich zu ebener Erde die Reparaturwerkstatt und darüber in zwei Etagen Wohnungen für den Maschinenmeister und 4 Maschinenführer. Für den Schaltraum ist in einem Anbau von etwa 15,0 m lichter Länge und 6,5 m Breite in 4 Etagen übereinander Platz geschaffen, sodass im ganzen hierfür etwa 390,0 qm Bodenfläche oder 3,18 qm pro 100 install. PS_e zur Verfügung stehen. Im Kellergeschoss ist ausserdem noch ein Raum für Aufstellung von Transformatoren angelegt. Das Dach des Maschinen-

Abb. 107. Ansicht des Krafthauses.



saals ist aus eisernen Polonceauträgern gebildet und mit Ziegeln eingedeckt. Der ganze Maschinensaal ist durch einen Laufkrahn von 10 t Tragfähigkeit bestrichen.

Die **Turbinen**[4]) haben horizontale Wellen und leisten 1750 PS_e bei 250 Uml./Min. (vergl. Abb. 108). Die Druckhöhe schwankt zwischen 18,0 m bei H.W. und 23,0 m bei N.W., von welcher höchstenfalls 7,0 m als Sauggefälle ausgenutzt werden.

Jede Turbine enthält zwei nebeneinander gestellte Paare von Leit- und Laufrädern in einem Turbinenkessel. Jedes Leit- und Laufrad ist eingeteilt in je 5 Kränze. Die Beaufschlagung erfolgt radial von aussen, der Ausguss axial nach beiden Seiten in zwei Saugrohre, welche direkt in den Turbinenkanal ausmünden. Auf diese Weise findet ein axialer Schub auf die Welle theoretisch nicht mehr statt. Die Steuerung erfolgt durch einen Ringschieber, welcher im Spalt zwischen Lauf- und Leitrad bewegt wird. Eine ähnliche Konstruktion zeigt die Turbine der Anlage Fure et Morge (vergl. Taf. LXXII, Fig. 3 u. 4), allerdings mit nur einem Schaufelkranz. Da dieser Ringschieber sich gegen den Wasserdruck im Gleichgewicht befindet, so ist seine Bewegung ausserordentlich leicht und die Regulierung der Turbinen eine sehr exakte (vergl. Kap. III, 5). Die selbstwirkende mechanische Klinkenreglung arbeitet zufriedenstellend (vergl. Abb. 109).

---

[4]) Geliefert von Piccard & Pictet in Genf.



Abb. 108. Ansicht des Maschinensaales.

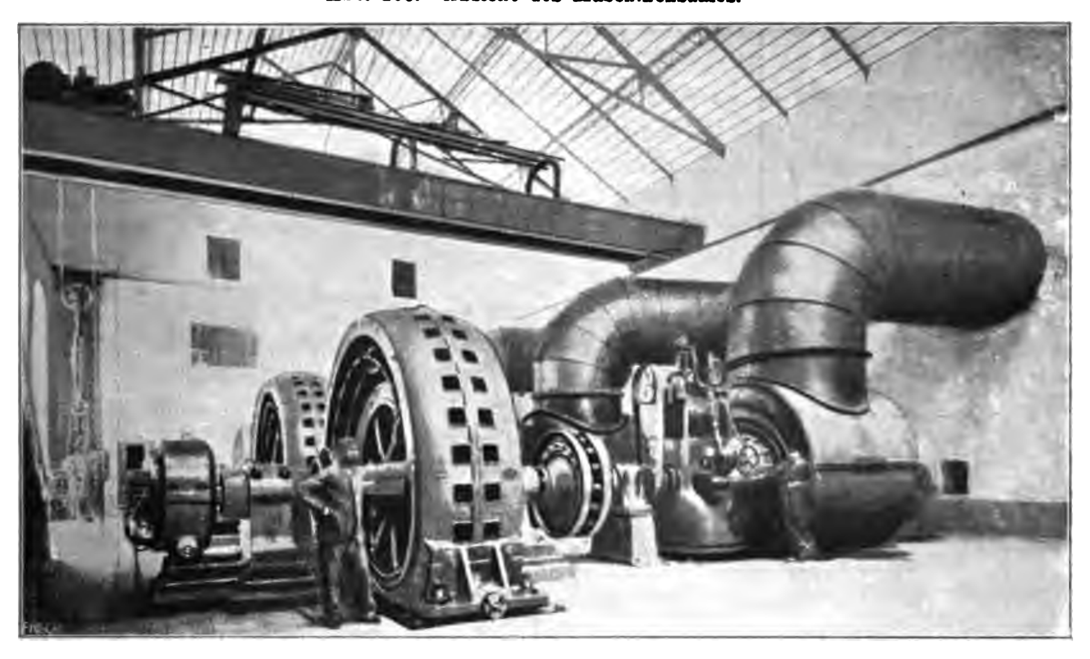
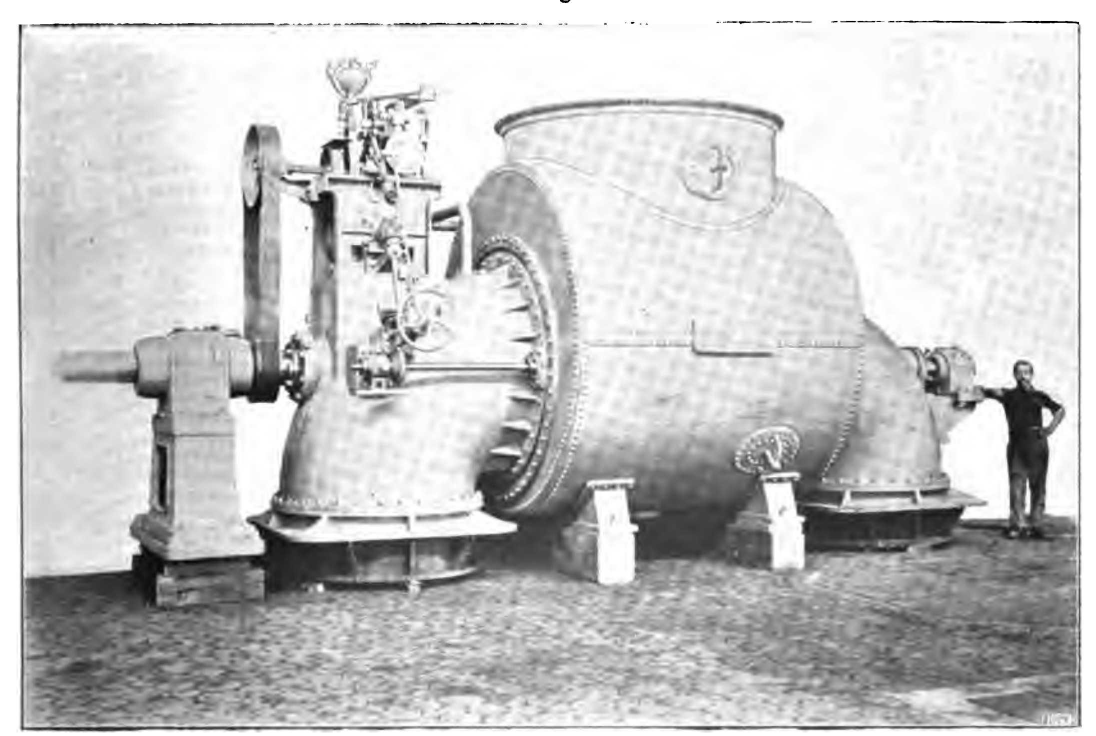


Abb. 109. Ansicht einer Turbine von 1750 PS_e der Anlage Avignonnet mit mechanisch selbstwirkendem Klinkenregler.



Jede Turbine ist mit ihrem Generator durch Kautschukbandkuppelung gekuppelt, (vergl. Taf. LXXIII, Fig. 3). Alle Turbinen entwässern in einen gemeinschaftlichen grossen, überwölbten Turbinenkanal, welcher in einen offenen Kanal ausmündet. Letzterer

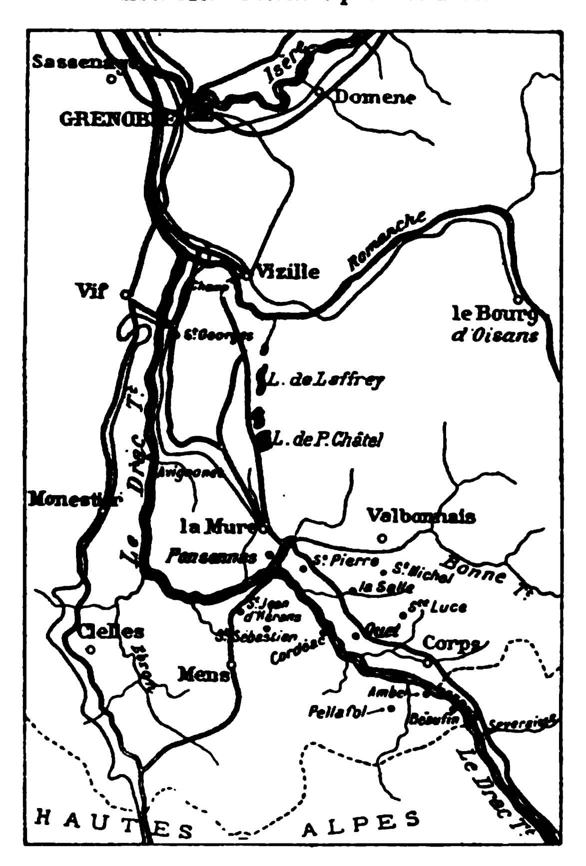
ist parallel mit dem Fluss bis an eine Stelle geführt, wo eine Versandung der Ausmündungsstelle nicht zu befürchten ist.

Mit 3 Turbinen waren 1904 **Drehstrommaschinen**[5]) gekuppelt, welche je nach der Schaltung Dreiphasen- oder Einphasenstrom mit 26000 oder 15000 Volt und 50 Per. liefern können. Wie bei den meisten dieser Maschinen ist der Anker fest und das Magnetrad beweglich.

Letzteres hat 24 Pole. Das Gewicht des Ankers sowohl wie dasjenige des Magnetrades beträgt ungefähr 20 t. Mit Rücksicht auf die Schwierigkeit des Transportes wurden die Generatoren so zerlegt, dass jeder zusammenhängende Teil der Maschine nicht mehr als 5 t wog. Auf jeder Generatorwelle sitzt eine sechspolige Erregermaschine von 50 KW.

Eine Turbine ist mit zwei in Serie geschalteten Gleichstrommaschinen nach dem System Thury[6]) gekuppelt, welche den Strom mit einer Spannung von 2400 Volt an den Klemmen des Schaltbrettes für die vom Staat betriebene Linie Saint Georges de Commiers-La Mure abgeben. Im Jahre 1904 wurde zunächst probeweise die 7,0 km lange Strecke La Motte-Les Bains nach La Motte d'Aveillans betrieben[7]).

Abb. 110. Übersichtsplan des Drac.



Alle Hochspannungskabel gehen in einem geräumigen **Kabelkanal** zum Schaltraum. Die Niederspannungskabel der Erregermaschinen dagegen sind in kleinen, im Maschinenflur eingelassenen und mit eisernen Riffelplatten bedeckten Kanälen untergebracht.

Das Schaltbrett für die Maschinen befindet sich in Höhe des Maschinenflurs. Es ist eingeteilt in sieben gleiche Felder, eins für jede Maschine und in zwei Felder, welche die gemeinsamen Apparate tragen. Das zweite, in der ersten Etage aufgestellte Schaltbrett dient für die Fernleitungen. In dem Raum hinter diesem Schaltbrett sind auf eisernen Gerüsten alle Schaltungsapparate, Sicherungen, Ölwiderstände etc. montiert. In den beiden oberen Etagen befinden sich die Überspannungs- und Blitzschutzvorrichtungen.

Ein Dreiphasen-Transformator von 50 KW-Leistung liefert den Strom für die Beleuchtung des Krafthauses selbst und der Staumauer, sowie für den Antrieb der Maschinen in der Reparaturwerkstatt, der Pumpen für die Turbinenregulierung und der Aufzugsvorrichtung an dem Grundablass der Staumauer.

Die **Fernleitung** ist zum grössten Teil auf eisernen Masten, zum kleineren Teil auf Holzmasten geführt. Die normale Entfernung der eisernen Masten beträgt 60,0 m, diejenige der hölzernen Masten 35,0 bis 40,0 m. Die grösste Spannweite zwischen zwei Masten von 160,0 m wurde bei Überführung der Fernleitungen über den Drac bei Gre-

[5]) Geliefert von Schneider & Co., Creusot.

[6]) Geliefert von der Société de l'Industrie Électrique et Mécanique in Genf.

[7]) An der Station La Motte-Les Bains muss man aussteigen, wenn man die Anlage Avignonnet besichtigen will.

noble nötig. Die **Holzmasten** sind 1,50 m in den Boden eingelassen und an weicheren Stellen mit einem Betonfundament versehen. Die normale Tiefe der Fundierung der eisernen Masten ist 1,80 m; sie wird grösser bei den Masten von grösserer Spannweite (vergl. Kap. III. 7. Fernleitungen). Die Gesamtlänge der Hochspannungsleitungen betrug 1904 200,0 km, diejenige der Verteilungsleitungen zu drei Drähten 300 km.

Im Verteilungsnetz wird für Kraftzwecke der Strom auf 2000, 1000 und 500 Volt herabtransformiert. Das Licht wird im Dreileitersystem mit 2 mal 250 Volt verteilt.

Über die **Anlagekosten** sind bereits S. 242/243, Tabelle I Angaben gemacht.

Erwähnt sei noch, dass der elektrische Teil des Krafthauses 256445 Frs. gekostet hat, d. h. pro installierte Turbinen-PS_e 36,6 Frs. oder 29,6 Mk. Das Fernleitungsnetz hat zusammen 2113550, die Transformatorenstellen 280653 Frs. gekostet. Diese Zahlen sind hier beigefügt, um das Verhältnis der Kosten des Leitungsnetzes zu den Gesamtkosten zu kennzeichnen. Die Fernleitung auf Holzmasten mit drei Drähten hat durchschnittlich 3000 Frs. pro km gekostet, diejenige auf eisernen Masten mit sechs Drähten 6—8000 Frs. (vergl. die Angaben in Tab. X, S. 264).

Zum Schlusse sei hier noch bemerkt, dass aufwärts der Anlage Avignonnet im Gebiete des Départements Isère auf einer Strecke von 21,5 km noch 3 Kraftanlagen projektiert sind (vergl. Abb. 110) und zwar eine bei Ponsonnas von 9000 PS_e bei kleinstem Wasser und von 20000 PS_e bei Mittelwasser. Diese Kraft soll gewonnen werden durch Errichtung einer im ganzen 54,0 m hohen Staumauer. Die zweite Anlage, genannt nach der Örtlichkeit „Des Chambons", in der Nähe des Ortes Quet und 6 km oberhalb der ersten Anlage, soll entweder durch eine zweite Staumauer von 40,0 m Höhe oder durch ein kleineres Wehr und durch einen 2550,0 m langen Seitenkanal 6000 PS_e und die letzte Anlage, 4,5 km aufwärts der zweitgenannten, soll eine Kraft von 10000 PS_e bei 67,0 m Druckhöhe hergeben.

---

§ 24. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk Jonage-Cusset-Lyon

der Société Lyonnaise des Forces Motrices du Rhône.

Hierzu 3 Tafeln XXXVIII—XL [1]).

Diese Anlage gehört, was Umfang und die Schwierigkeit der wasserbaulichen Arbeiten anbetrifft, zu den interessantesten in Europa. Die Idee, die natürlichen Kräfte der Rhone oberhalb Lyons auszunützen, rührt von dem Ingenieur M. J. Raclet in Lyon her.

Durch Gesetz vom 9. Juli 1892 (vergl. S. 37) wurde einem vorbereitenden Syndikate die Konzession auf 99 Jahre erteilt und im Dezember 1893 auf die oben genannte Gesellschaft übertragen. Die grossartige Kanalanlage ist bekannt unter dem Namen „Canal de Jonage", so genannt nach dem Orte, in dessen Nähe der Zuführungskanal aus der Rhone abzweigt. Im Frühjahr 1894 sind die Arbeiten begonnen und im Jahre 1902 ist das ganze Werk vollendet. Ein Teilbetrieb ist schon im Jahre 1898 eröffnet [2]). Die Konzession gestattet bei N.W. aus der Rhone 100 cbm/sek. zu ent-

---

[1]) Die Tafeln und Abb. sind nach der Veröffentlichung von René Chauvin, Constructions du Canal de Jonage, Paris 1902, Béranger Editeur, angefertigt.

[2]) Die definitiven Projekte stammen von dem Ingénieur en chef des ponts et chaussées M. A. Gotteland und seinem Mitarbeiter dem Ingénieur René Chauvin her, und unter der Oberleitung dieser beiden Männer ist auch das grosse Werk durchgeführt (vergl. S. 25).

nehmen, steigend bei höheren Wasserständen bei einer Wasserführung von 600 cbm/sek. und mehr in der Rhone bis zum Höchstbetrage von 150 cbm/sek. Da durch die Wasserentnahme die Schiffahrt auf der Rhone bei N.W. beeinträchtigt werden würde, ist in der Konzession die Schiffbarmachung des Kanals vorgeschrieben. Die Differenz des Rhonewasserspiegels zwischen der Abzweigung des Werkkanals und der Ausmündung des Unterwasserkanals schwankt durchschnittlich zwischen 13,25 und 14,50 m und hält sich während 300 Tagen im Jahr auf ungefähr 14,0 m.

Die Gesamtlänge des **Werkkanals** beträgt 18,850 km. Er folgt mit seinem linken Ufer dem Fusse eines Hügels, welcher, als die Rhone noch unreguliert war, die linke Grenze des Inundationsgebietes dieses Flusses bildete. Bei Km 15,780 liegt das **Krafthaus**, sodass auf den Unterwasserkanal eine Länge von 3,070 km entfällt. Der **Einlauf** ist offen und die oberen 5,575 km stehen in freier Verbindung mit der Rhone. Bei Km 5,575 liegen die **Regulierungsschützen.** Zwischen Km 9,0 und 11,500 ist unter Benutzung der natürlichen Terrainformation, da hier der Fuss des Hügels weiter von der Kanalachse zurücktrat, ein Staubecken von 150,0 ha Oberfläche gebildet, aus welchem man bei einer Ausnutzung von rd. 1,30 m der Füllhöhle schon 1900000 cbm Zuschusswasser entnehmen kann. Dieses Staubecken, dessen Gesamtfassungsraum 4000000 cbm beträgt, dient zugleich zur Ablagerung der Geschiebe und Sinkstoffe. Das Profil des Kanals erweitert sich unterhalb des Staubeckens derartig, dass es bei der normalen Wassertiefe von 2,5 m und einem Sohlengefälle von 0,10‰ 208 cbm/sek. führen kann, während die Normalprofile aufwärts unter denselben Bedingungen für 120 cbm/sek. berechnet sind (vergl. Taf. XXXVIII, Fig. 3—5). Die normale Sohlenbreite des Werkkanals beträgt bis zum Staubecken 60,0 m, abwärts desselben 105,0 m. Sie erweitert sich aber z. T. bis auf 200,0 m, wo der Fuss des Hügels am linken Ufer weiter von der Kanalachse zurücktritt und man diesen, unter Ersparung des Dammes, als linke Kanalbegrenzung benutzte. Die normale Sohlenbreite des **Unterwasserkanals** beträgt 70,0 m; die Sohle desselben ist auf seiner ganzen Länge nahezu horizontal. Die Böschungen des Zuführungskanals sind da, wo sie im Auftrag liegen, innen und aussen 1:3 angelegt. Auch im Einschnitt ist meistens dieses Neigungsverhältnis festgehalten und nur auf der Strecke zwischen dem Einlauf und dem Regulierungswerke ist auf der linken Seite, wo das angeschnittene Terrain genügende Standsicherheit bot und nur auf kurzen Strecken Auftrag nötig wurde, aus Ersparnisrücksichten eine Neigung von 1:2 angenommen. Zur weiteren Verstärkung der Böschungen sind 50 cm über dem normalen N.W. und ebensoviel über dem normalen H.W. Bermen von 0,50 m Breite angelegt. Auf der 9,0 m breiten Krone des rechten Dammes ist ein 6,0 m breiter Treidelweg, auf der linken Seite ein solcher von 3,0 m Breite vorgesehen. Auf der ersten Strecke bis zu den Regulierungsschützen liegt die Krone 1,0 m über dem höchsten H.W. der Rhone, welches auf + 184,55 angenommen wurde.

Überall da, wo die Sohle im Einschnitt aus kiesigem, durchlässigem Material bestand, hat man dieselbe 0,50 m tiefer unter der profilmässigen Höhe ausgehoben, um durch Ablagerung von Schlick die Dichtigkeit allmählich zu erzielen, ohne das Normalprofil durch diese Ablagerung einzuschränken. Der Unterwasserkanal liegt ganz im Einschnitt. Die beiderseitigen Böschungen sind 1:2 angelegt mit einer Berme von 0,50 m Breite in Höhe des NW.

An der Stelle der **Abzweigung des Kanals** war die Rhone am linken Ufer durch steinerne Parallelwerke eingefasst. Der **Werkkanal** liegt hier auf einer Länge von 1800,0 m in einem alten Flusschlauch, welcher durch das Parallelwerk abgeschnitten war. Taf. XXXVIII, Fig. 7 zeigt den Lageplan des Einlaufs. Das N.W. der Rhone liegt am

Einlauf auf + 179,00, das höchste H.W. der Rhone auf + 184,55. Das erwähnte Parallelwerk wurde bis auf + 176,0 abgetragen, d. h. bis zur beabsichtigten Sohlenhöhle des Kanals und bildet in dem Zustande noch einen Schutz gegen Auskolkungen bei H.W. Im Zuge der Kanalachse ist im Flusse auf 500,0 m Länge eine Rinne ausgebaggert, welche sich in einem Gefälle von 5 ‰ nach dem Kanal zu neigt und den Zweck hat, bei N.W. das Wasser der Rhone zum Kanaleinlauf hinzuführen und für die Schiffahrt die nötige Wassertiefe zu schaffen. Zur Erhaltung dieser Rinne werden natürlich während des Betriebes wiederholt Baggerungen nötig sein. Der Kopf des rechten Kanaldammes am linken Rhoneufer ist durch starke Steinpackungen und durch Mauerwerk sehr solide befestigt (vergl. Taf. XXXVIII, Fig. 7 und 8).

Der höchste Wasserspiegel im Kanal hinter den Regulierungsschützen soll projektmässig 4,55 m unter dem höchsten Wasser der Rhone am Einlauf, also auf + 180,0 liegen. Dieses Gefälle bleibt für die Kraftzwecke unausgenützt. Infolgedessen hätte man auch die Krone der Ufer hinter den Regulierungsschützen auf + 181,50 erniedrigen können. Zur Sicherheit hat man aber die erste Strecke hinter den Regulierungsschützen bis zum **Überlauf** bei Km 8,600 auf + 182,0 gelegt, um für den Fall, dass aus irgend welchen nicht vorherzusehenden Gründen die Regulierung der Schützen nicht vorschriftsmässig erfolgen sollte, ein Überfluten des flusseitigen Dammes zu verhindern. Rechnungsmässig ergab sich bei N.W. (+ 179,00 am Einlauf) ein Gefällverlust bis zum Krafthause von 0,40 m, bei gewöhnlichem H.W. ein Gefällverlust (+ 181,30 am Einlauf und 150 cbm/sek. im Kanal und $\geqq$ 600 cbm/sek. in der Rhone) von 0,22 m, wenn man die über das normale Kanalprofil hinaus vergrösserten Querschnitte berücksichtigte und die Formeln für die dauernd ungleichförmige Bewegung des Wassers (vergl. Kap. III, § 1, A. Wehre) zugrunde legte.

Unter Berücksichtigung der Gefällverluste im Unterwasserkanal und an dem Regulierungswerk wurden an den Turbinen folgende Nutzgefälle durch Rechnung ermittelt:

1. Bei N.W. und beim Beginn des Betriebes der Turbinen bezw. bei ganz kleinem Konsum: 179,00 — 166,00 = 13,0 m.
2. Bei N.W. und einem Verbrauch von 175 cbm/sek. an den Turbinen = 11,99 m.
3. Bei N.W. und nach 4stündigem maximalem Konsum der Turbinen, wodurch das Oberwasser im Kanal an dem Krafthause um 0,75 m gesenkt wird = 11,24 m.
4. Bei gewöhnlichem H.W. beim Beginne des Betriebes oder bei ganz kleinem Konsum: 180,00 — 168,00 = 12,0 m.
5. Bei gewöhnlichem H.W. und einem Konsum von 208 cbm = 11,65 m.

Ganz ausnahmsweise kann bei höchstem H.W. das Nutzgefälle am Maschinenhaus auf 8,50 m zurückgehen.

Für die Herstellung des Kanals, einschliesslich des Aushubs für die Bauwerke, sind im ganzen 4950000 cbm Boden bewegt. Aus der Massenberechnung ergab sich die Zweckmässigkeit der Einteilung in 2 Lose. Auf der ersten Kanalstrecke (Los I) glichen sich Auftrag und Abtrag so ziemlich aus, auf der zweiten sind die Dämme des Werkkanals aus dem Aushubmaterial beim Unterwasserkanal gebildet worden. Der Aushub erfolgte bis zu einer Tiefe von 2,0 m meistens von Hand und der Transport auf Schienengeleisen mit Lokomotiv- und Pferdebetrieb. Für den weiteren Aushub sind Trockenbagger und für die tieferen Aushübe unter dem Grund- bezw. Rhonewasser — insonderheit an der Aus- und Einmündung des Kanals, sowie in der Rhone selbst und beim Aushub der tiefen Baugruben am Krafthaus — sind Schwimmbagger verwendet. Für den Kubikmeter Aushub sind 0,89—0,90 Frs. gezahlt worden. Die den Unternehmern wirklich entstandenen Kosten verteilten sich zu 28,08 % auf den Aushub und das Beladen der Transportgeräte, 35,96 % auf den Transport, 35,96 % auf das Entladen und Einbringen des Bodens am Bestimmungsort.

Von der grössten Wichtigkeit war natürlich die Dichtung des Kanals. Um dieselbe zu erzielen, wurden zunächst mit grösster Sorgfalt überall dort, wo Dämme zu

schütten waren, Pflanzen und Wurzeln und alle weichen und erdigen Bestandteile entfernt und dann die Grundfläche des Dammes mit Harken und Hacken aufgerissen. Am inneren Dammfusse ist überall eine 5,0 m breite und 0,30 m tiefe Grube ausgehoben, um der Dammböschung den nötigen Halt zu geben. Wo weicheres Terrain getroffen wurde, besonders an Sümpfen und Kolken und bei alten Bachläufen, sind die Baugruben für die Lagerfläche des Dammes bis auf festen Ton oder Kies ausgegraben und zwar in der ganzen Breite des Dammes. Wo über die Tragfähigkeit des Untergrundes nur Zweifel obwalteten, begnügte man sich auch wohl, mehrere parallele Gruben bis auf den festen Ton oder Kies herunterzutreiben. Dieselben wurden dann an ihren Enden untereinander verbunden und mit sandigem Lehm, welcher mit pulverisiertem hydraulischem Kalk gemischt wurde, ausgefüllt. Die Dammschüttung erfolgte in drei Zonen, in welchen das beim Aushub gewonnene Bodenmaterial je nach seiner Beschaffenheit untergebracht wurde (vergl. Abb. 111).

Für Zone I wurde sandiger Lehm verwendet (30% Lehm und 70% Sand). Dieser Boden wurde in Lagen von 10 cm aufgebracht und mit pulverisiertem hydraulischem Kalk (16 l auf 1 cbm) bestreut und dann mit einer schweren eisernen, an ihrem Umfang kannelierten Zylinderwalze komprimiert, wodurch zu gleicher Zeit eine energische Mischung des Kalkes mit dem Boden herbeigeführt wurde. Beim Walzen wurde durch Besprengung mittelst Wasserwagen der Boden im Bedarfsfalle angefeuchtet. Das Zusammenpressen wurde im allgemeinen so lange fortgesetzt bis die 10 cm starke Schicht auf 5 cm zusammengepresst war. Wenn der für Zone I gewonnene Boden zu lehmig war oder wenn bei feuchtem Wetter die Bewegung der Walzen unmöglich wurde, verwendete man eine Stampfmaschine, bei welcher durch Dampfkraft zwei auf einem dreirädrigen Wagen befestigte, schwere eiserne Stampfen auf und ab

Abb. 111. Dammschüttung der Anlage Jonage-Cusset-Lyon.



bewegt wurden (vergl. Taf. LIII, Fig. 11—14). Die schwersten Walzen hatten ein Gewicht von 7 t und wurden mit Dampf betrieben. Die erwähnten Stampfen hatten eine Stampffläche von 0,20 m, 0,85 m. Die auf den Boden ausgeübte Pressung beim Herabfallen betrug pro qcm etwa 1,78 kg. Bei Verwendung der Stampfen musste der aufgestreute Kalk zuvor durch Eggen mit dem Boden gemischt werden. Wo diese schweren Maschinen der Bodenbeschaffenheit wegen nicht mehr funktionierten, verwendete man Walzen von 1000 kg (vergl. Taf. LIII, Fig. 8 und 9), welche von Pferden gezogen wurden. Die so hergestellte Schicht erreichte nach Abbinden des Kalkes die Festigkeit und Härte einer Chausseedecke und hat sich auch als genügend wasserdicht erwiesen.

In der Zone II Abb. 111 wurde Lehm, welcher für die erste Zone zu fett oder zu mager befunden wurde, feiner Sand und mit Kies gemischte Erde untergebracht und dieses Material in Lagen von 40 cm aufgebracht. Die Schichten wurden gleichfalls mit den leichteren Walzen oder mit Handstampfen gestampft, soweit sie nicht durch die Transportgeleise schon genügend zusammengepresst waren. In der dritten Zone wurde Sand und Kies untergebracht, ohne auch gemischten Boden dafür auszuschliessen. Dieses Material wurde in Lagen von 60 cm geschüttet und, da es wenig zusammenpressbar war, konnte man besondere Massregeln zur Verdichtung entbehren. Nur die erste Schicht über dem Terrain wurde in Höhe von 20 cm aufgebracht und mit Walzen, um eine gute Verbindung herzustellen, soweit tunlich in den natürlichen Boden hineingedrückt.

Zum Schutze gegen die Angriffe des fliessenden Wassers und der Wellen bei Schiffahrt sind die Böschungen, soweit nicht an besonderen Stellen eine noch solidere Befestigungsart gewählt werden musste, 0,5 m unterhalb und 2,0 m oberhalb der ersten Berme mit Faschinen und Steinschüttung gesichert. Stellenweise und besonders auf der

ersten Strecke des Kanals sind die Böschungen und zum Teil auch die Sohle mit Zementplatten oder Hohlziegel abgedeckt.

Ende des Jahres 1897 wurde probeweise der Kanal zum erstenmal gefüllt und zwar gelegentlich eines Hochwassers. Dabei zeigten sich an zwei Stellen Undichtigkeiten. Ungefähr 168,0 m aufwärts des Krafthauses drang das Wasser durch den Fuss des rechtsseitigen Dammes, welcher hier eine beträchtliche Höhe von beinahe 10,0 m hatte, nach aussen. Man hat deshalb nach Trockenlegung des Kanals auf etwa 3,0 km Länge Betonmauern von mindestens 3,0 m Tiefe unter der Kanalsohle, einer Neigung von 1 : 1/3 und einer Stärke, welche etwa einem Drittel der Höhe entsprach, am inneren Dammfluss angelegt und auf diese Betonmauer gestützt bis zur Höhe von ca. 2—2,50 m eine 0,20 m starke Bekleidung der Böschung mit Beton angebracht. Das Loch der Baugrube vor der Betonmauer wurde mit sandigem Lehm, vermischt mit hydraulischem Kalk, ausgefüllt. Eine zweite Undichtigkeit zeigte sich an der oberen Stirnmauer der an dem Maschinenhause belegenen Doppelschleuse. Auch hier hat man am Fusse des Dammes in ähnlicher Weise eine Betonmauer errichtet, diese mit dem Mauerwerk der Schleuse verbunden und desgleichen auf etwa 500,0 m Länge die Böschung mit einer Bekleidung aus Beton versehen.

Etwa 150,0 m vom Kanaleinlauf entfernt hatte das Hochwasser vom Januar 1899 zum Teil den linksseitigen Damm überflutet und beschädigt, da es die bisher als höchstes Hochwasser angenommene Kote von + 184,55 um 0,65 m überschritt. Man zog hieraus die Konsequenz, dass man nachträglich an dieser Stelle den Damm auf ca. 1 km Länge um 3,0 m abtrug und seine Krone damit in die Höhe des dort anschliessenden Terrains legte. Durch eine solide Steinpflasterung in Zement auf einer Betonunterlage wurde der Damm an der Stelle befestigt und so ein weiterer **Überlauf** zur Zurückführung des Hochwassers in die Rhone geschaffen.

Die äusseren Böschungen der Kanaldämme, sowie die inneren Böschungen über dem höchsten Wasser sind mit dem bei Beginn des Aushubs gewonnenen erdigen Material gedeckt und dann mit Weiden und Akazien bepflanzt. Stellenweise hat man auch den äusseren Fuss des rechten Dammes mit kleinen Trockenmauern geschützt und das durchfeuchtete natürliche Terrain durch Drainagen oder auch durch mit Steinen ausgefüllte Gräben trocken gelegt. Um das Terrain ausserhalb des rechten Dammfusses nach Überflutungen bei Hochwasser möglichst schnell wieder trocken zu legen, ist stellenweise in einer Entfernung von rd. 50,0 m vom Dammfusse ein breiter Graben gezogen, welcher an passenden Stellen mit der Rhone in Verbindung steht.

Wie bereits erwähnt liegen bei 5,575 km die **Regulierungsschützen** und daneben eine **Schiffahrtsschleuse**. Das Bauwerk, welches die Regulierungsschützen enthält, soll verschiedenen Zwecken dienen, nämlich erstens, das Hochwasser vom Kanal abzuhalten und unter Umständen die Trockenlegung der ganzen Kanalstrecke zu ermöglichen und zweitens die in den Kanal einzulassende Wassermenge zu messen und die Wasserhöhe in demselben zu regulieren. Das nach dem ursprünglichen Plan ausgeführte Bauwerk ist am 28. April 1899 beim Hochwasser der Rhone zerstört worden und an seiner Stelle befindet sich jetzt im Kanal eine Anlage, welche gegenüber dem ursprünglichen Projekt wesentlich verstärkt ist (vergl. Abb. 12 und Taf. XXXIX).

Die ursprüngliche Anlage bestand aus einer Mauer von 10,61 m Höhe und 138,50 m Länge, welche auf einem zusammenhängenden Betonfundament von 3,5—4,0 m Dicke ruhte. Die Krone lag 1,50 m über dem höchsten H.W. und hatte eine Breite von 2,5 m. Die höchste Druckhöhe betrug 8,0 m. Den Querschnitt zeigt Taf. XXXIX, Fig. 2. Zur Vermittelung des Wasserdurchganges waren 22 kreisrunde Schützenöffnungen in der Mauer angebracht, welche mit gusseisernen Schützentafeln geschlossen


Abb. 112. Das neue Regulierungswerk vom Unterwasser aus gesehen.

werden konnten. Vierzehn von diesen Schützenöffnungen waren dazu bestimmt, nur bei N.W., wenn der Druck weniger als 1,0 m betrug, geöffnet zu werden und für dieselben war deshalb lediglich ein Handvorgelege vorgesehen; acht Schützen dagegen waren so eingerichtet, dass sie unter allen Druckverhältnissen gezogen und geschlossen werden konnten, weshalb sie mit einer hydraulischen Hebevorrichtung versehen waren (vergl. Taf. LVI, Fig. 6 und 7). Der vordere Teil der Schützenöffnung in der Mauer wurde von einer gusseisernen Röhre gebildet, welche in der Vorderfläche der Wand 3,0 m Dm. hatte, sich aber nach innen zu konisch auf 2,5 m zusammenzog. Die Schützentafeln waren kalottenförmig gewölbt mit einer Pfeilhöhe von 0,4 m und einer Materialdicke von 3 cm. Die kreisförmige Vorderöffnung war mit einem Bronzering versehen, auf welchem sich ein kongruenter Ring der Schütze von demselben

Material legte. Die Schützen wurden beiderseitig in Schlitzen geführt, in welche sie durch rechtwinklige Verlängerungen hineinragten. Diese Schützen aus Gusseisen haben sich nicht bewährt, da mehrere von ihnen durch den Stoss des Wassers gebrochen sind.

Die Sperrmauer der Regulierungsschützen war innen aus Bruchsteinen hergestellt und an den äusseren Flächen mittelst sorgfältig bearbeiteter Hausteine verblendet und war so berechnet, dass bei einer Wasserspiegel-Differenz von 8,0 m die Kantenpressung nur 3,94 kg pro qcm betrug. Bei der Berechnung waren die vor der Mauer liegenden Pfeiler ausser Ansatz geblieben.

Es ist auch keineswegs die mangelnde Festigkeit der Mauer gewesen, welche den Unfall herbeigeführt hat, sondern der ungenügende Anschluss der Mauer an das linke Ufer. Zum Schutze gegen Unterspülung war nach den Erfahrungen bei der ersten Füllung im Jahre 1897 unterhalb der Sperrmauer noch eine 3,5 m dicke Grundmauer aus Beton mittelst Pressluftfundierung bis in den festen Mergel, d. h. 9—10,0 m unter die Flussohle heruntergetrieben. Diese Grundmauer ruht auf 6 genieteten eisernen Caissons von je ca. 21,80 m Länge, welche an Ort und Stelle auf der trockenen Kanalsohle montiert und dann allmählich heruntergetrieben wurden. Sie endigte aber beim linken Uferpfeiler und der Anschluss des Bauwerkes an das Ufer war nur noch im Zuge der Hauptsperrmauer durch eine ca. 10,0 bis 12,0 m lange Flügelmauer gesichert, deren Fundierung nicht tiefer ging, als die Fundierung der Sperrmauer selbst. Die Böschungen der Ufer waren 50,0 m oberhalb und unterhalb der Sperrmauer mit einem Mauerwerk aus Bruchsteinen in Zementmörtel befestigt. Aufwärts der Sperrmauer war die Sohle des Kanales auf einer Länge von 83,0 m und abwärts auf einer solchen von 150,0 m mit Beton in einer durchschnittlichen Stärke von 0,20—0,25 m gedichtet, um den Druckverlust etwaiger Wasseradern, welche sich unter der Betonsohle bilden sollten, soweit zu vergrössern, dass ein Mitführen von Boden ausgeschlossen erschien. Diese Sohlenbefestigungen griffen in Entfernungen von 8,0 bis 10,0 m durch kleine 0,50 m breite und 0,30—0,40 m tiefe Grundmauern in die Kanalsohle ein und waren am Anfang und am Ende durch je eine 0,80 m breite und 1,40—1,50 m tiefe Grundmauer abgeschlossen. Um die Dichtigkeit dieser Betonplatte zu erhöhen, hatte man sie nachträglich noch mit einem Belag von Gussasphalt in einer Dicke von $1^1/_2$ cm versehen, und letzteren, oberhalb der Sperrmauer, noch einmal mit einer Betonlage von 10 cm Stärke, unterhalb mit einer Steinpflasterung bedeckt. Hätte man die Hauptgrundmauer in der erwähnten Tiefe von 10,0 m unter der Kanalsohle von vornherein etwa 30,0 m in das rechte Ufer eingreifen lassen und sie innerhalb des Dammes bis zum Wasserspiegel erhöht, so wäre der Unfall sicher nicht eingetreten. Tatsächlich hat sich aber beim H.W. 1899 bei einem Wasserdruck von nur 5,0 m am linken Ufer eine Wasserader gebildet (vergl. Taf. XXXIX, Fig. 1) welche sich bald erweiterte, am 28. April die linksseitige Ankermauer zum Sacken, die Uferbefestigungen zum Teil zum Einsturz brachte und schliesslich den Boden unter der Sperrmauer auf fast $^2/_3$ ihrer Länge soweit wegspülte, dass eine horizontale Fuge in der Sperrmauer entstand. Da man mit 8 Schützen für den Betrieb, welcher damals noch verhältnismässig klein war, vorläufig auskommen konnte, so schüttete man zunächst an dem beschädigten Teil der Sperrmauer aufwärts und abwärts einen Damm (vergl. Taf. XXXIX, Fig. 4). Im Schutze dieses Dammes und eines Fangedammes weiter abwärts, wurde dann die 10,0 m tiefe Grundmauer um 30,0 m in das linke Ufer hinein verlängert und hinter dieser in einer Entfernung von 9,50 m eine zweite Grundmauer von 4,0 m Breite, gleichfalls mittelst pneumatischer Fundierung bis 10,0 m tief unter die Flussohle heruntergetrieben (vergl. Taf. XL, Fig. 1). Beim Uferanschluss erhebt sich auf der vordersten Grundmauer eine massive Betonwand bis zur Dammkrone. Auch die vordere Flügelmauer wurde bis auf

etwa 30,0 m verlängert. Die im Betriebe gebliebenen 8 Öffnungen des alten Bauwerkes wurden mittelst einer parallel zur Kanalachse gelegten Betonmauer von 3,50 m Dicke, welche bestimmt war, die beiden verschieden ausgeführten Teile des neuen Bauwerkes voneinander zu trennen, von dem beschädigten Teile abgeschlossen (vergl. Taf. XXXIX, Fig. 1). Der zeitweilige untere Fangedamm bestand aus Böcken in Holzkonstruktion, welche mit ihren Grundbalken auf der alten Betonsohle des Kanals verankert waren, und welche auf ihrer Vorderfläche horizontale Querbalken und an diesen befestigt eine dicht schliessende Wand aus Eisenblech trugen. Die hintere Grundmauer griff in das linke Ufer soweit ein, wie vor dem Bruch die vordere und schloss rechtsseitig an die erwähnte Trennungsmauer zwischen den beiden verschiedenen Teilen des neuen Bauwerkes an. An beiden Enden der hinteren Grundmauer schlossen gleichfalls mit Pressluft fundierte Caissons den Raum zwischen beiden Grundmauern zu einem Kasten ab. So konnte man den Boden aus diesem Kasten im Trockenen ausheben und eine Betonsohle von 2,50 m Stärke sorgfältig einstampfen, deren oberer 0,30 m starker Teil aus fettem Zementbeton (400 kg Zement auf 1 cbm Kies) in dünnen Schichten aufgebracht wurde. Auf diesem Fundament, bestehend aus den beiden Grundmauern und der dazwischen liegenden Betonplatte, wurden die neuen Pfeiler errichtet und so 10 neue Öffnungen von je 4,95 m Lichtweite geschaffen. In einer Höhe von 0,80 m unter N.W. im Werkkanal liegen die Unterkanten zweier eisenarmierter Betonwände, welche die Pfeileröffnungen gegen das Hochwasser abschliessen und die Schützenöffnungen bilden (vergl. Taf. XL, Fig. 1). Die Entfernung dieser armierten Betonwände voneinander beträgt 2,30 m; die Dicke jeder Wand 0,80 m. Die Schützenöffnungen unter diesen Betonwänden können durch zwei schmiedeeiserne, viereckige, kastenförmige Schützen geschlossen werden, welche sowohl von Hand, als auch auf maschinellem Wege zu bewegen sind. Durch diese zwei hintereinander liegende Schützen ist es möglich, den Druck auf die Vorderfläche dadurch zu verringern, dass man in dem Gefälle zwischen Ober- und Unterwasser eine Stufe einlegt. Hinter der unteren eisenarmierten Betonwand ist die Pfeileröffnung auf einer Länge von 6,0 m durch ein Betongewölbe überdeckt, welches die Bedienungsbrücke trägt. Nach Fertigstellung dieses neuen Teiles der Sperrmauer wurde längs der Schleusenmauer auf dem rechten Ufer zunächst eine Betonmasse von 1,60 m Höhe und 11,0 m Breite gegen die Schleusenmauer gestampft, unter Opferung von zwei der Schleusenmauer zunächst liegenden, alten Öffnungen (vergl. Taf. XXXIX, Fig. 1). Durch Schliessung der alten Schützen und durch einen Fangedamm im Unterwasser konnte die Baugrube trocken gelegt werden. Alsdann wurde auf der alten 10,0 m tiefen Grundmauer eine 3,50 m breite Betonmauer errichtet und in ihr 6 neue je 3,50 m breite und 2,85 m hohe Schützenöffnungen ausgespart. An jede dieser Öffnungen schliesst sich ein eisenarmierter Betonkanal von 32,50 m Länge an (vergl. Taf. XXXIX, Fig. 5). Die Länge dieser Kanäle wurde bemessen nach der Länge der zeitweiligen Dammschüttung vor und hinter der alten Mauer, welche sich inzwischen auch beim höchsten H.W. als vollkommen undurchlässig, also als ausreichend erwiesen hatte. Zur Herstellung dieser Kanäle in einer vollkommen trockenen Baugrube, wurde der Raum a, b, c, d (vergl. Taf. XXXIX, Fig. 6) zwischen je zwei Kanälen in der ganzen Länge und in einer Höhe von 3,50 m in Beton ausgestampft und die so entstehenden Kasten am unteren Ende provisorisch abgeschlossen. Nach Fertigstellung der Kanäle wurde der Raum über ihnen gleichfalls bis zur Höhe von rd. 3,50 m mit Beton ausgefüllt. Zur weiteren Belastung der Sohle wurde dann diese Betonmasse mit einer Dammschüttung von 9,0 m Kronenbreite und flach abfallender Böschung beschwert.

Die 6 Öffnungen dieses Teils werden gleichfalls durch viereckige eiserne Schützen

geschlossen, welche sowohl von Hand als auch mittelst einer fahrbaren Dampflokomobile gehoben und gesenkt werden können, indem im letzteren Falle anstatt durch Handvorgelege der Bewegungsmechanismus durch eine Gallsche Kette von der Lokomobile aus in Betrieb gesetzt wird (vergl. Taf. LVI, Fig. 4 und 5 und Kap. III. 3. Schützen). Für später ist noch eine dritte Art der Hebung auf hydraulischem Wege vorgesehen. Eine kleine Turbinenanlage mit Druckpumpe, welche das Druckwasser liefert, war schon bei der alten Sperrmauer neben der Schleuse angelegt und ist erhalten geblieben (vergl. Taf. XXXIX, Fig. 1).

Nach Fertigstellung auch des zweiten Teiles des neuen Regulierungswerkes wurde die alte Sperrmauer, soweit sie vor den zuerst beschriebenen 10 neuen Schützenöffnungen lag, im Schutze eines provisorischen Fangedammes abgebrochen. Der vor den sechs am rechten Ufer befindlichen neuen Öffnungen liegende Teil der alten Sperrmauer ist erhalten geblieben und es sind die alten Pfeiler durch Betonmauern bis zu dem neuen Bauwerk verlängert, so dass durch Schliessung der alten Schützen und Einlegung von Dammbalken am unteren Ende der neuen Schützenkanäle jede Öffnung für sich bei etwaigen Reparaturen trocken gelegt werden kann.

Da der Kanal, wie bereits erwähnt, auch den Schiffahrtszwecken dienen soll, so musste neben dem Regulierungswerk eine **Schleuse** angelegt werden.

Das Normalprofil der Schleusen an der oberen Rhone zeigt eine Nutzlänge zwischen den Toren von 160,0 m und eine lichte Weite von 16,0 m und bietet einem Schleppzuge von sechs Kähnen zu je 40,0 m Länge und einem Boot von einigen 20,0 m Länge Aufnahme. Da im allgemeinen die Tendenz an der oberen Rhone mit Rücksicht auf die schwankenden Wassertiefen dahingeht, die langen Kähne durch kürzere zu ersetzen, so war in der Konzession für die Schleuse nur eine Nutzlänge von 105,0 m und eine Weite von 16,0 m vorgeschrieben. Die Lage der Schleuse ist so, dass das Regulierungswerk sich an das Oberhaupt anschliesst. Die ganze Schleuse liegt auf einer zusammenhängenden Betonplatte von durchschnittlich 3,0 m Dicke. Am Oberhaupt ist die Betonplatte durch tieferen Aushub auf 4,0 m verstärkt. Die Seitenwände der Schleuse sind gleichfalls in Beton ausgeführt und mit Hausteinen verblendet. Die Schützen zur Füllung und Leerung der Turbinen sind als Zylinderschützen nach dem Typ Fontaine ausgebildet, ähnlich denjenigen, welche in den Turbinenkammern des Krafthauses verwendet sind.

In den beiderseitigen Schleusenmauern gehen Kanäle entlang, aus welchen mittelst Seitenöffnungen das Wasser in die Schleusenkammer ein- und bei der Entleerung austreten kann. Die Baugrube der Schleusen wurde mittelst Exkavatoren bei einer durchschnittlichen Wassertiefe von 3,5 m ausgehoben. Die natürlichen Böschungen stellten sich auf 1:2 ein. Der Beton ist mit Trichtern bis zu einer Höhe geschüttet, über welcher die Wassertiefe höchstens 1,5 m betrug. Die oberste Lage des Betons ist dann ohne Trichter mit gleitender Böschung geschüttet. Hierbei wurde der Beton auf das obere, über Wasser befindliche Plateau der bereits geschütteten Böschung in Lagen von 10 cm Höhe und 50 cm Breite aufgebracht und mit Stampfen heruntergestampft, so dass der neuaufgebrachte Beton in die alte Böschung hineingestossen wurde. Auf diese Weise schritt die Böschung allmählich vor; Bedingung war hierbei, dass die Arbeit nicht unterbrochen wurde, damit die Vorderböschung nicht abband und fest wurde.

Die Stemmtore der Schleusen sind aus Stahl hergestellt. Die beiden Flügel bilden einen Winkel von 143° 12′ 58″. Jeder Flügel ist 8,50 m breit, 9,05 m hoch, 0,56 m dick. Der untere Teil jedes Torflügels von 5,95 m Höhe bildet einen dicht geschlossenen mit Luft gefüllten Kasten, um das Gewicht der Flügel beim Öffnen und Schliessen durch den Auftrieb zu verringern. Am freien Ende jedes Torflügels ist ein vertikaler Holzbalken befestigt. Diese beiden Holzbalken, in dem sie sich gegeneinander stemmen, bilden den Schluss des Tores. Die Bewegung der Tore geschieht von Hand durch ein Vorgelege, welches auf eine kreisbogenförmige, horizontale Zahnstange wirkt.

Bei Km 8,600, wo der Kanal sich auf 400,0 m der Rhone nähert, ist ein **Überlauf** angelegt, um das Wasser, welches durch das Versagen der Regulierungsschützen etwa zuviel in den unteren Teil des Kanales bei H.W. gelangen könnte, in die Rhone zurückzuführen. Es ist angenommen, dass fünf Öffnungen des Regulierungswerkes aus irgend welchen Ursachen beim höchsten H.W. nicht mehr geschlossen werden könnten, und man hat berechnet, dass durch diese fünf Öffnungen 694 cbm/sek. hindurch können. Der Überlauf ist so berechnet, dass 520 cbm/sek. bei einer durchschnittlichen Überfall-

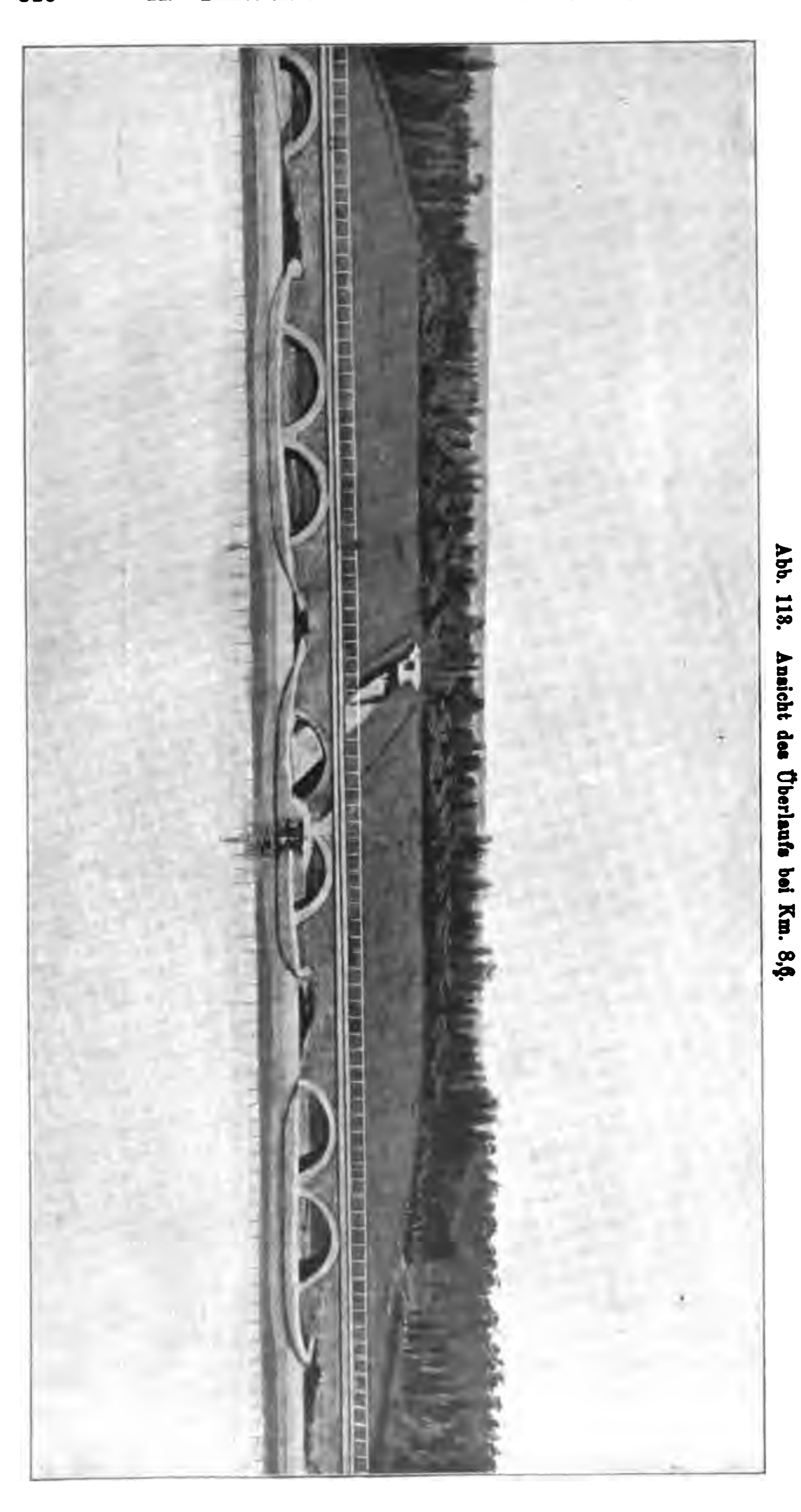


Abb. 113. Ansicht des Überlaufs bei Km. 8,6.

höhe von 1,50 m überfallen können, sodass noch 174 cbm/sek. im unteren Teile des Kanales verbleiben. Diese Wassermenge kann im Kanal ohne Schaden abgeführt werden, u. die Differenz zwischen ihr und dem Konsum der Turbinen kann, soweit sie nicht in dem Staubecken Aufnahme findet, durch die neben dem Krafthause liegenden Doppelschleusen leicht u. unschädlich abgelassen werden. Der Überlauf ist durch fünf halbkreisförmige Mauern gebildet, mit einem Dm. von 20,0 m (vergl. Taf. XLI, Fig. 1, 2 und 3 und Abb. 113).

Die nutzbare Überfallänge beträgt ungefähr 160,0 m. Die Anordnung der halbkreisförmigen Überläufe hat den Vorzug, die gesamte Baulänge des Werkes zu verringern gegenüber einem geradlinigen von gleicher Länge des Überlaufs. Die Oberkante des

Überlaufs liegt 1,50 m unter der Krone des Treidelweges. Bei einem Wasserspiegelgefälle von 0,175 ‰ im Kanal und einer Füllung bis 1,50 m über der Schwelle des Überlaufs würde sich im Kanal kurz vor dem Überlauf ein wasserberührter Querschnitt von 453,66 qm und eine Geschwindigkeit von 1,53 m/sek. ergeben. Bei Annahme einer Höhe des Überfallstrahls von 1,50 m ergibt sich ein Wasserquerschnitt von 240,09 m und eine mittlere Geschwindigkeit des Wassers in diesem vollen Querschnitt von 2,166 m/sek., wenn man in der Formel $^2/_3\, \mu\, b\, h \sqrt{2gh}$ den Beiwert $^2/_3\, \mu$ zu rd. 0,4 annimmt. Um den Schlag des Wassers zu mildern, ist der Überlauf in zwei Stufen zerlegt und auf dem Boden jeder Stufe sind Wasserpolster gebildet und zwar das obere von 0,30 m Höhe, das untere von 0,40 m Höhe. Die halbkreisförmigen Mauern des Überlaufes stützen sich auf starke Widerlager in Beton, welche ihrerseits als Pfeiler eine steinerne Bogenbrücke zur Überführung des Treidelweges tragen. In der Mittellinie jedes kreisförmigen Überlaufs ist noch einmal ein Brückenpfeiler aufgestellt, um die Spannweite der Brückenbögen zu verringern. Im Inneren des Kanales setzt sich längs des Überfalles die profilmässige Böschung fort, ist aber daselbst, um Unterspülungen zu verhindern, mit einer Betonverkleidung versehen. Die Sohle des **Überlaufkanales** ist auf 30,0 m unterhalb des Überlaufbauwerkes mit Steinpflasterung sorgfältig befestigt. Der Überlaufkanal hat eine Sohlenbreite von ungefähr 180,0 m und wird durch zwei Dämme eingefasst, welche von dem Hauptdamm des Kanals ausgehen, und von denen der aufwärts gelegene eine Kronenbreite von 3,0 m, der nach Lyon zu gelegene eine solche von 5,0 m hat. Das Mauerwerk des Überlaufes ist zum Teil auf Pfahlrost, zum Teil auf Betonfundamenten ohne Rost errichtet. An den beiden Enden des Bauwerks stützen sich die bogenförmigen Mauern des Überlaufs auf die parallel zur Achse des Dammes laufenden Flügelmauern des Endpfeilers, welche sich nach innen und aussen als gekrümmte Leitmauern fortsetzen, um das Wasser des Werkkanals ohne Wirbel an den Überlauf heran und das Überlaufwasser unterhalb in das Normalprofil des Überlaufkanals überzuführen.

Das **Krafthaus** enthält eine grosse Halle von 152,40 m Länge und 12,0 m Breite, in welcher 19 Turbo-Generatoren und zwar 8 von je 1250 PS_e, 8 andere von je 1350 PS_e und 3 von je 250 PS_e aufgestellt sind (vergl. Taf. XL, Fig. 2, 3 und 4). Alle Turbinen haben stehende Wellen, an deren oberen Enden die elektrischen Generatoren sitzen. Die drei kleinen Turbinen dienen zum Antrieb der Erregermaschinen. In der Mitte des Maschinensaales ist durch einen erkerförmigen Vorbau der Platz für die Unterbringung der **Schaltanlage** geschaffen. Da am Krafthause eine Druckdifferenz von 14,00 m zwischen dem höchsten H.W. im Oberwasserkanal und dem niedrigsten N.W. im Unterwasserkanal vorkommen kann und die Wassertiefe im Unterwasserkanal immer noch 1,80 m beträgt, so ergab sich eine Höhendifferenz zwischen dem höchsten H.W. im Oberwasser und der Sohle des Unterwasserkanals von nicht weniger als 15,8 m. Es wurde notwendig, die Fundamente des Krafthauses bis zu 12,0 bis 13,0 m unter das natürliche Terrain herunterzutreiben, um den nötigen Schutz gegen Unterspülungen zu gewährleisten.

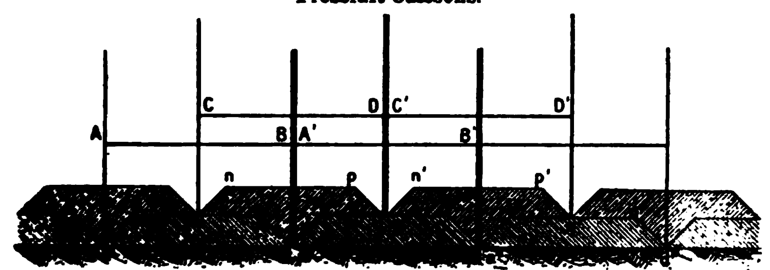
Durch Bohrlöcher, welche 15,0 m tief unter das Terrain heruntergetrieben waren, glaubte man festgestellt zu haben, dass nach Durchdringung des Mutterbodens und einer oberen Schicht von Mergel nur noch Sand und Kies folgten, und durch Pumpversuche an einem Brunnen hatte man sich überzeugt, dass es nicht möglich war, die gesamte Baugrube des Krafthauses mittelst Pumpen wasserfrei zu halten. Man entschloss sich deshalb, mittelst Bagger und Exkavatoren die Baugrube in einer zusammenhängenden Fläche auszuheben und die Betonplatte des Maschinenhauses selbst in fliegenden Caissons mit Hilfe von komprimierter Luft zu stampfen. Da es wegen der sonst erforderlichen längeren Bauzeit nicht möglich war, mit der Betonierung erst zu beginnen, nachdem die Baugrube ganz fertig ausgebaggert war, vielmehr zum Teil gleichzeitig betoniert und gebaggert werden musste, so war darauf zu rechnen, dass sich auf die einzelnen Lagen des Betons, sofern man sie mittelst Trichtern hätte schütten wollen, Schlamm

und Sand gelagert hätte, deren Beseitigung jedenfalls sehr schwierig und unzuverlässig gewesen wäre. Wasseradern aber durch die Betonsohle des Krafthauses hindurch mussten auf alle Fälle vermieden werden. Es wurde deshalb die Betonschüttung in fliegenden Caissons unter 2 Atm. Luftdruck ausgeführt.

Später stellte sich heraus, dass ca. 5,0—6,0 m unter der beabsichtigten Betonsohle eine mächtige Schicht von wasserundurchlässigem blauen Mergel anstand. Hätte man das durch tiefere Bohrungen von vornherein festgestellt, so hätte man sich durch Heruntertreiben der Pfeiler bis in den Mergel und durch Versenkung einer Quermauer vor den Pfeilern bis zu derselben Tiefe die ganzen Fundierungsarbeiten erleichtern und verbilligen können bei Erreichung einer absoluten Sicherheit gegen Unterspülung.

Jeder der erwähnten fliegenden Caissons war 20,0 m lang, 4,0 m breit, 4,75 m hoch, und aus genietetem Schmiedeeisen hergestellt. Wegen der Notwendigkeit, einen luftdichten Verschluss zu erzielen, mussten die Nietlöcher besonders sorgfältig gebohrt werden und die Stösse der Bleche wurden durch zwischengelegte Pappstreifen gedichtet. Die Decke war durch genietete Träger von 0,45 m Höhe versteift und zwischen denselben war ein Betonschlag eingebracht, um die Decke zu dichten. Zu beiden Seiten der Baugrube war längs derselben eine Arbeitsbrücke auf Pfählen errichtet, auf welcher der den Caisson tragende fahrbare Kran lief. Der Caisson hing an Schraubenspindeln und konnte mittelst derselben beliebig gehoben und gesenkt werden. Abb. 114 zeigt die einzelnen Lagen der Betonschüttung, welche jedesmal 50 cm hoch gemacht wurden, und zwar reichte jede Lage über die ganze Breite des Fundamentes und der Caisson rückte in der Richtung der Achse des Maschinenhauses vor. Bei den oberen Lagen wurde der Caisson so aufgestellt, dass er mit seiner Mittelachse über der dreieckigen Aussparung der unteren Lage zu stehen kam. Es wurde dann diese dreieckige Rinne an den Enden durch Beton geschlossen, ausgeschöpft und gereinigt und sodann zunächst mit Beton ausgefüllt. Der Schlamm und Sand, der sich auf die fertige Schicht inzwischen gelegt hatte, wurde entweder mit den Materialkörben nach oben durchgeschleust oder durch Ejektoren mittelst komprimierter Luft nach aussen in einen Prahm befördert. Anfangs trieb man diese zusammengebrachten Schlamm- und Sandmassen derartig aus dem Caisson heraus, dass man die Schneide desselben mit einem Kranz von Betonmaterial umgab und nur eine einzige Stelle nach dem Wasser zu frei liess. Durch diese wurde dann durch den Luftdruck Sand und Schlamm herausbefördert. Diese Art vorzugehen hatte aber den Nachteil, dass die herausbeförderten Massen sich zum Teil wieder auf die nächsten Fundamentteile legten und dann noch einmal bewegt werden mussten. Die Arbeit der Beseitigung des Schlammes ist sehr zeitraubend gewesen und hat die Fertigstellung des Fundamentes um mehr als zwei Monate verzögert.

Abb. 114. Schüttung der Betonsohle des Krafthauses mittelst fliegender Pressluft-Caissons.



Nach Fertigstellung der eigentlichen Betonsohle wurde die kanalaufwärts gelegene Böschung der Baugrube bis über den Grundwasserspiegel, d. h. bis zur Höhenkote + 168,00 mit einer Betonlage von 1,0 bis 1,5 m Stärke mittelst Rutschrinnen geschüttet (vergl. Taf. XL, Fig. 4). Diese Bekleidung der Böschung sollte zu gleicher Zeit als Fangedamm dienen, um von oben her den Wasserandrang abzuschliessen. Alsdann wurden die Trennungsmauern der Turbinenkanäle gleichfalls mit Hilfe von fliegenden Caissons bis 0,30 m über den Grundwasserspiegel aufgeführt. Erstere sind, soweit sie für die Hauptturbinen dienen, von Achse zu Achse 8,0 m, soweit sie für die drei kleinen Turbinen dienen, 5,33 m entfernt. Sie haben an der Grundfläche eine Breite von 3,50 m und ziehen sich auf einer Höhe von 4,0 m um 1,0 m zusammen. Der obere 4,0 m hohe Teil dieser Trennmauern behält dann eine Breite von 2,30 m.

Die Pfeilerköpfe sind im Unterwasserkanal mit einem Anschlag versehen zur Aufnahme von kastenförmigen, eisernen Pontons, mit Hilfe deren man jeden Turbinenkanal abschliessen kann. Der Anschluss der Trennmauern an die vorerwähnte Betonschüttung

auf der kanalaufwärts gelegenen Baugruben-Böschung wurde durch Betonschüttung erzielt, welche man zwischen Holzverschalung ausführte. Letztere war mit Hilfe von in den Beton eingelassenen vertikalen Trägern unschwer herzustellen.

Die aufwärts gelegene Mauer des Kraftwerkes, welche zugleich die Begrenzung der **Turbinenkammern** bildet, hat unten eine Breite von 6,0 m, in der Höhe des Bodens der Turbinenkammern von 4,0 m, springt dann in zwei Absätzen im Innern des Maschinensaals noch weiter zurück und hat am oberen Ende in der Höhe der Decke der Turbinenkammern noch eine Breite von 2,40 m. Sowohl diese Mauer, als auch die vorhin erwähnten Trennmauern der Turbinenkanäle sind aus Bruchsteinmauerwerk in hydraulischem Kalk ausgeführt. Die Mauer des Krafthauses ist nach den Kammern zu gewölbt, entsprechend der Rundung der Glockenschützen (g). Nach Fertigstellung der Mauer wurden nunmehr das Fundament der Turbinenkammern und auf diesem die Pfeiler errichtet, welche die Turbinenkammern voneinander trennen. Letztere haben eine Länge von 12,75 m. Um an Material zu sparen, wurde in dem Fundament der Turbinenkammern eine rd. 4,0 m breite und ca. 4,50 m hohe Öffnung ausgespart, welche man mit grossen Steinen füllte. Der so entstandene mächtige Drainkanal ist durch kleine Röhren nach dem Unterwasser entwässert.

Der Boden der Kammern liegt 1,75 m über der Sohle des Werkkanals, sodass Geschiebe und abgelagerte Sinkstoffe so leicht nicht in die Kammern hineingeführt werden können, zumal sich die Sohle des Werkkanals vor den Turbinenkammern auf 144,0 m verbreitert und die Wassertiefe sich bei N.W. auf rd. 5,90 m erhöht, sodass die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers sehr klein wird.

Die Pfeiler der Turbinenkammern sind am vorderen Ende durch eine 1,20 m breite gewölbte Betonbrücke miteinander verbunden, um überall die Zugänglichkeit für das Personal zu ermöglichen. Jede Kammer kann durch Dammbalken abgeschlossen und für den Fall einer Reparatur trocken gelegt werden. Innerhalb der Kammern ist ein Rechen mit 30 mm lichter Weite zwischen den Stäben in üblicher Weise aufgestellt. Die Kammern sind mit Bohlen abgedeckt. Die Bogenöffnungen der vorhin erwähnten Bogenbrücke zwischen den einzelnen Pfeilern können bis auf N.W. durch Holztafeln gegen das Oberwasser abgeschlossen werden, um die Eisbildung an den oberen Teilen des Rechens nach Möglichkeit zu verhüten. Nötigenfalls können die Kammern mit Dampf geheizt werden. Das Abheben und Einsetzen der erwähnten Holztafeln erfolgt mittelst eines Schwimmkrans. Ebenso erfolgt die Heizung, welche natürlich nur ganz ausnahmsweise in Betrieb gesetzt wird, von einem auf einem Prahm montierten Kessel aus.

Im Boden jeder Vorkammer befindet sich eine 3,0 m weite kreisrunde Öffnung, welche durch eine der schon erwähnten G l o c k e n s c h ü t z e n (g) geschlossen werden kann.

Jede Schütze besteht aus einem gusseisernen festen Deckel und einer beweglichen Trommel. Der kalottenförmige Deckel ist durch 12 Stehbolzen auf dem Sitzring verankert. Letzterer ruht auf dem Beton und ist mit diesem durch Anker fest in Verbindung gebracht (vergl. Taf. LVII, Fig. 1—5 und Kap. III, 8. Schützen). Auf der später noch zu erwähnenden Bedienungsbrücke im Maschinensaale befindet sich die Windevorrichtung (Abb. 115), deren Zug an das Gegengewicht angreift. Mittelst eines Handvorgeleges kann jede Trommel leicht und schnell gehoben werden.

Die oben erwähnten Trennmauern zwischen den Turbinenkanälen sind bis zum Flur des Krafthauses heraufgeführt. Durch Zwischendecken sind noch zwei Etagen unter dem Maschinenflur gebildet. Die untere Etage trägt die Turbinenkessel (b) und die obere enthält die Regulierungsvorrichtung der Turbinen, sowie die Ölpumpen. In Höhe der untersten Etage ist auf den Pfeilerköpfen der Trennmauern eine Laufbrücke angelegt, auf welcher man um das ganze Maschinenhaus bei N.W. herumgehen kann.

In der Decke der zweiten Etage und in derjenigen des Maschinenflurs sind kreisrunde Öffnungen angeordnet, damit alle Turbinenteile mit dem Kran nach oben heraufgeholt werden können. Alle Deckengewölbe sind aus Zementbeton hergestellt.

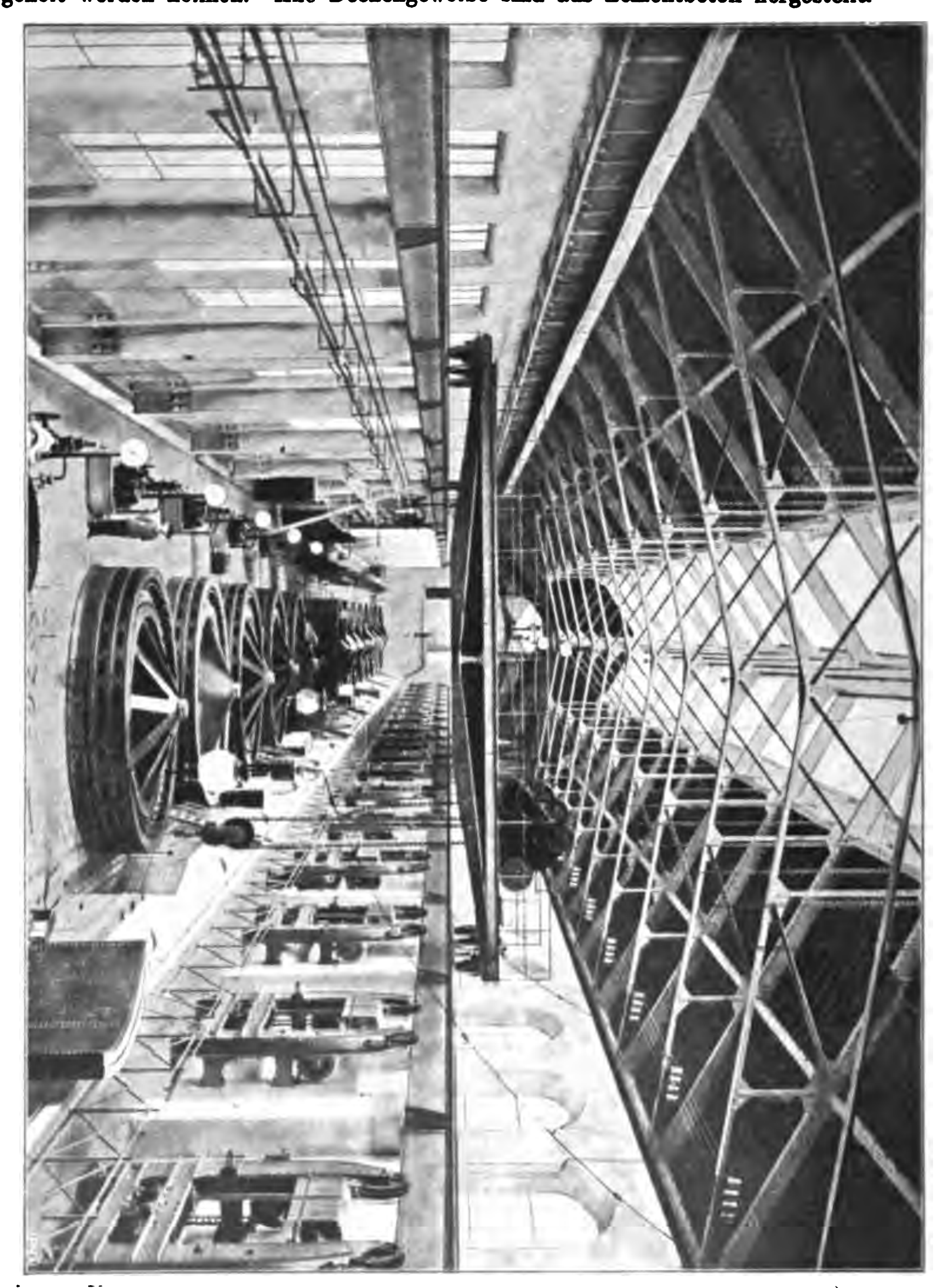


Abb. 115. Ansicht der Maschinenhalle.

Die **Maschinenhalle** hat bis Dachbinderunterkante eine Höhe von 9,50 m und ist in ihrer ganzen Länge durch einen Laufkran von 20 t Tragfähigkeit bestrichen (Abb. 115). Der mittlere Teil ist in einer Länge von 31,25 m durch den schon erwähnten erkerartigen

Vorbau auf 13,55 m resp. 14,0 m Breite erweitert, um Platz für die **Schaltanlage** zu schaffen, sodass hier in zwei Etagen ca. 126 qm Grundfläche zur Verfügung stehen. Am linken Ende des Maschinensaals befindet sich eine Eingangshalle von ca. 4,0 m Länge in der Achse der Halle gemessen und über derselben etwa in halber Höhe der Maschinenhalle auf gewölbter Decke nochmals ein Raum für die Schaltanlage der Fernleitungen. Hierdurch wird die Grundfläche für die Schaltanlagen noch um ca. 37,0 qm vergrössert, sodass für je 100 installierte Nutz-PS_e ca. 0,8 qm zur Verfügung stehen. Für die Kabel, welche von den Maschinen zum Schaltbrett führen, sind in dem Betongewölbe des Maschinenflurs 0,87 m breite und 0,30 m tiefe **Kabelkanäle** ausgeführt, welche mit Riffelplatten abgedeckt sind.

Die Bedachung des Mittelbaues ist derart ausgeführt, dass auf den Obergurten der parabolischen Dachbinder, welche 2,70 m von Achse zu Achse voneinander entfernt sind, ╓╖-förmig gerippte Platten aus armiertem Beton liegen. Auf diesen sind dann die Asphaltschichten und der Kies des Holzzementdaches aufgebracht. Auf den Untergurten der Binder liegen flachbogenförmig gewölbte Zementplatten mit Stehrippen, um das Herunterfallen von Wassertropfen, welche sich an der flachen oberen Dachfläche leicht bilden können, zu verhindern. Die Flügelbauten haben gewöhnliche Polonceau-Dachbinder mit Ziegeleindeckung auf Holzverschalung (vergl. Taf. XL, Fig. 3 u. 4). Werkstätten, Lagerräume und Bureaux sind in besonderen Gebäuden untergebracht (vergl. Abb. 116). Am rechten Ufer schliesst das Krafthaus direkt an die Mauer der **gekuppelten Schleuse** an, welche für die Schiffahrt das Oberwasser mit dem Unterwasser verbindet. Am linken Ufer greift die vordere Mauer des Krafthauses tief in das natürliche Terrain ein. Ihr Fundament ist gegen das Ende allmählich abgetreppt.

Aufwärts der Turbinenkammern waren die Sohle und die Ufer des Kanals ursprünglich auf 500,0 m Länge in besonderer Weise befestigt und gedichtet und zwar bestand die Sohlenbefestigung auf den ersten 10,0 m aus einer Betonlage von 0,40—0,25 m Stärke, auf den folgenden 40,0 m von 0,2 m und auf den letzten 450,0 m von 0,1 m Stärke. Um die Dichtigkeit zu erhöhen, hatte man auf den ersten 50,0 m den Beton mit einer Asphaltschicht von 15 mm Stärke und auf der restierenden Länge bis 500,0 m mit einer dünneren Schicht desselben Materials überzogen und über dem Asphalt eine Kiesschicht von ca. 0,20 m gelegt. Am Ende dieser Sohlenbefestigung war noch eine 2,0 m breite, ca. 1,90 m tiefe Grundmauer aus Beton quer über den Kanal hergestellt. Die Ufer waren gleichfalls mit einer durchschnittlich 0,2 m starken Bekleidung aus Beton, welche treppenförmig auf der Böschung aufruhte, gedichtet.

Es zeigte sich aber bei der ersten Füllung des Kanals im Jahre 1897, dass diese Sicherung nicht die Bildung starker Quellen abwärts des Krafthauses verhindert hatte, aus denen Sand in erheblicher Menge hervorquoll. Man hat deshalb nachträglich 4,8 m hinter den äussersten Vorsprüngen der Pfeiler des Krafthauses mittelst pneumatischer Fundierung noch eine 4,0 m breite Grundmauer quer über den Unterwasserkanal 6,50 m tief unter die alte Fundamentsohle heruntergetrieben. Da diese Grundmauer in die schon erwähnte starke Schicht blauen Mergels hineingriff, so konnte man nunmehr auf absolute Wasserundurchlässigkeit rechnen und es haben sich auch später keinerlei Undichtigkeiten mehr herausgestellt. Diese Grundmauer ruht auf 11 Caissons, von denen sieben parallel zur Achse des Maschinenhauses versenkt sind, einer längs der Mauer der Schleuse, einer als Verankerung mit dem Ufer wiederum parallel mit dem Maschinenhause und zwei am linken Ufer lotrecht zu der Hauptgrundmauer. Jeder Caisson war 19,9 m lang und 4,0 m breit und hatte unten einen freien Arbeitsraum von 2,0 m Höhe. Die Caissons wurden zwischen zwei Pontons an Holzgerüsten aufgehängt und allmählich mittelst komprimierter Luft heruntergetrieben. Nach Versenkung zweier benachbarter Caissons wurde der Spielraum zwischen ihnen in sorgfältigster Weise von Boden gereinigt und dann mit Beton ausgegossen. Um den dichten Anschluss dieser Grundmauer mit der alten Betonsohle des Krafthauses zu erzielen, musste zu dem Mittel der fliegenden Caissons mit komprimierter Luft gegriffen werden, da man, nachdem sich einmal Quellen unter der Sohle gebildet hatten, durch Auspumpen der Baugrube den Zustand nicht verschlimmern durfte.

Oberhalb des Krafthauses in der Sohle des Kanals zeigten sich nach der Füllung besonders auf

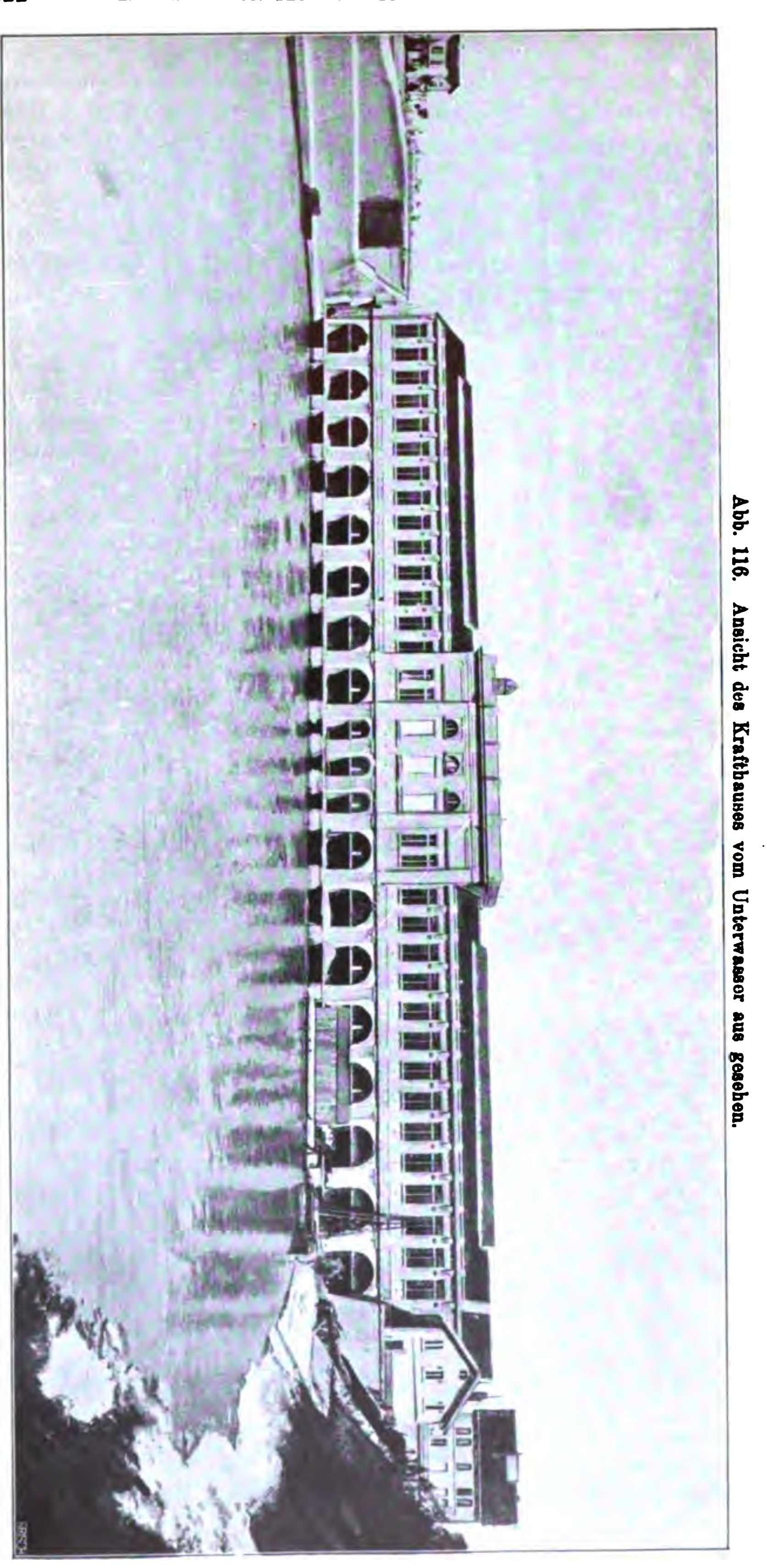


Abb. 116. Ansicht des Krafthauses vom Unterwasser aus gesehen.

der ersten Strecke vor den Turbinenkammern einige Senkungen, weil hier der Beton auf Auftragboden geruht hatte. Man hat deshalb die Betonsohle, soweit es nötig war, wieder aufgerissen, den Auftragboden mittelst Exkavatoren herausgeholt und auf dem natürlichen Terrain eine 0,5 m starke Betonschicht aufgebracht. Diese ist dann mit einer Asphaltschicht belegt und die so entstandene Sohlenvertiefung ist mit Kies und Sand ausgefüllt, um die profilmässige Sohle wieder herzustellen. Den Rest der alten Sohlenbefestigung konnte man lassen, hat sie aber noch durchweg um eine Betonschicht von 0,15 m verstärkt.

Zu erwähnen ist noch, dass über den Kanal sieben Brücken führen, welche zum grössten Teil in Eisen, z. T. aber auch in armiertem Zementbeton hergestellt sind.

Die neben dem Krafthause liegende Doppelschleuse ist in ähnlicher Weise hergestellt wie die Schleuse neben dem Regulierwerk und bietet an sich nichts besonderes.

Die ersten acht grossen **Turbinen**[3]) und die Erregerturbinen sind als konische Reaktionsturbinen gebaut. Die grossen Turbinen leisten je 1250 PS_e bei 120 Uml./Min. Ihr Wasserverbrauch beträgt bei 12,0 m Gefälle 10500 l und bei 10,10 m Gefälle 12500 l (vergl. Taf. LXVI und Kap. III. 5. Turbinen). Die Erregerturbinen (250 PS_e) verbrauchen bei 12,0 m Gefälle und voller Belastung 2200 l, bei 10,10 m Gefälle 2500 l Wasser bei 250 Uml./Min. Sie haben nur zwei Schaufelradkränze, anstatt 3 wie bei den grossen Turbinen.

Bei allen Turbinen tritt das Wasser durch den Druckkanal in einen gusseisernen Kessel (b), welcher auf einem Betongewölbe aufruht. Auf dem Sitzring dieses Kessels sind auch die Leitschaufelkränze befestigt und auf den Leitschaufeln sitzt das untere Führungslager der Welle, welches mit Pockholz ausgefüttert ist. Am unteren Ende der letzteren ist das dreikränzige Laufrad festgekeilt, dessen oberer Kranz 20, dessen mittlerer 26, dessen unterer 32 Schaufeln besitzt. Das Laufrad wird von aussen beaufschlagt und giesst nach innen und unten aus und zwar in ein Saugrohr, welches mit dem Sitzring des Turbinenkessels verbolzt ist. Unterhalb des gewölbten Deckels des Kessels ist eine Zylinderfläche ausgebildet, in welcher sich ein auf der Welle befestigter Entlastungskolben bewegt. Der gewölbte Raum des Kessels über diesem Kolben ist durch ein Rohr mit dem Saugrohr der Turbine verbunden, sodass die ganze Druckdifferenz der Wasserspiegel auf den erwähnten Entlastungskolben wirken kann und dadurch das Gewicht der Welle mit allem, was auf ihr lastet, zum grössten Teil ausbalanciert wird. Um diese Ausbalancierung nach oben beschränken zu können, ist in dem vorerwähnten Verbindungsrohr eine Drosselklappe eingelegt, welche von dem Flur des Maschinenhauses aus bedient werden kann. Auf einer ringförmigen Ausbauchung des Deckels ist ein Luftventil angebracht, durch welches selbstwirkend bei Entleerung des Kessels Luft eintreten und aus welchem die Luft entweichen kann, wenn der Kessel sich füllt. Ist der Kessel gefüllt, so schliesst sich dieses Ventil selbstwirkend durch den Stoss des Wassers.

Die Turbinenwelle hat eine Gesamtlänge von 9,3 m und ist in zwei Teile geteilt, von denen das untere Ende mit 6,1 m Länge das Laufrad der Turbine, das andere von 3,2 m Länge die Dynamomaschine (a) trägt. Beide Teile sind durch Scheibenkuppelung miteinander verbunden. Der Durchmesser der Stahlwelle beträgt 0,24 m. Ausser durch das erwähnte Pockholzlager, welches sich in dem Turbinenkessel befindet, ist die Welle noch zweimal geführt und zwar einmal durch ein Bronzelager, welches an dem Ankergestell der Dynamomaschine und dann durch ein Führungslager, welches an dem Deckel des Turbinenkessels befestigt ist. Oberhalb dieses letztgenannten Führungslagers befindet sich ein Ringspurlager, in welchem zwei Stahlringe aufeinander gleiten. Das Ringspurlager ist an dieser Stelle unter dauerndem Öldruck. Das Öl wird durch kleine schlangenförmige Wasserröhren gekühlt. Um die Ringe des Spurlagers auswechseln und um auch jederzeit die richtige Höhe der Welle regulieren zu können, ist gleich oberhalb des Ringspurlagers ein Schraubengewinde in die Welle eingeschnitten. Wenn der bewegliche Teil des Ringspurlagers festgestellt wird, kann man durch Drehung der Welle diese heben und senken.

Die Leitschaufeln sind durch Ringschieber verschliessbar, welche sich im vertikalen Sinne bewegen lassen. Die Schieber des unteren und des mittleren Leitschaufelkranzes werden gleichzeitig durch zweimal drei Zugstangen bewegt und zwar derart, dass bei Schliessung der Schieber des unteren Leitkranzes sich senkt und derjenige des mittleren sich hebt. Je zwei Zugstangen greifen an verschiedenen Seiten eines Zahnrades an und werden daher bei Rotation desselben in verschiedenem Sinne bewegt. Bei hohem Gefälle bleibt der obere Ring ganz geschlossen. Soll er bei geringem Gefälle mit zur Regulierung benutzt werden, so wird er durch ein gezahntes Segment, in welches ein auf einer Welle l'' sitzendes Zahnrad eingreift, zunächst soweit gedreht, bis drei Greifer die drei Regulierungsstangen des unteren Schiebers gefasst haben. Durch diese Greifer wird der Schieber alsdann gezwungen, den Bewegungen der Regulierungsstangen zu folgen. Das vorerwähnte Zahnrad, welches die Drehbewegung des oberen Schiebers veranlasst, wird durch ein Handvorgelege R' in Bewegung gesetzt. Die Bewegung der Regulierungsstangen kann von Hand oder selbstwirkend durch den Servomotor veranlasst werden. Ein auf einer vertikalen Welle A' sitzender Balancier bewegt mittelst 2 Druckstangen b' ein auf der Turbinenwelle lose sitzendes horizontales Rad mit drei Zahnsegmenten. Letztere greifen in drei auf horizontalen Wellen sitzende Winkelräder ein und können dieselben in dem einen oder anderen Sinne drehen. Durch diese Drehung werden drei an den Enden der erwähnten horizontalen Wellen

---

[3]) Geliefert von der A.-G. der Maschinenfabriken von Escher, Wyss & Co. in Zürich.

sitzende Zahnräder gedreht und durch diese drei Regulierungsstangen t, t' gehoben, beziehungsweise gesenkt. Die Betätigung der vertikalen Welle, auf welcher der erwähnte Balancier sitzt, erfolgt in der Regel durch einen Ölservomotor, welcher sich auf dem Maschinenflur befindet. An diesem Servomotor ist auch die Handregulierung angebracht. Der Servomotor besteht aus einem Zylinder, dessen Kolben dem Pressöl eine volle Scheibenfläche auf der einen Seite und eine Ringfläche auf der anderen bietet. Die Ringfläche steht dauernd mit dem Windkessel der Druckölleitung in Verbindung, während die andere Seite des Zylinders entweder durch eine Leitung mit dem Ölreservoir verbunden ist — in welches das Drucköl zurückfliesst, um von neuem durch die Ölpumpen aufgenommen zu werden — oder in der Gleichgewichtslage voll von Öl ohne Druck und von der letzterwähnten Leitung abgeschlossen ist. Durch Betätigung eines Ventils kann aber der Raum vor der Scheibenfläche des Kolbens gleichfalls mit dem Drucköl in Verbindung gesetzt werden und es bewegt sich dann der Kolben nach der entgegengesetzten Seite und öffnet die Schieber. Die Betätigung dieses erwähnten Ventils erfolgt durch einen Fliehkraftregler. Die Gleichgewichtslage des Kolbens entspricht der normalen Tourenzahl der Turbinen. Wenn die Tourenzahl abnimmt, geht der Druck der Feder des Fliehkraftreglers auf den Hebel L—L' (vergl. Taf. LXVI, Fig. 5), dessen Drehpunkt bei o liegt, zurück. L senkt sich also und das Ölventil lässt Drucköl vor die Scheibenfläche des Kolbens, wodurch die Schieber des Leitrades weiter geöffnet werden. Diese Bewegung wird aber begrenzt durch einen Keil i, auf dessen Keilfläche das eine Ende des Hebels l—l' mittelst einer Rolle gleitet. Hierdurch wird der Drehpunkt o des Hebels L—L' selbst etwas gesenkt und das Druckölventil schliesst sich wieder und öffnet gleichzeitig die Verbindung mit dem Ölreservoir. Mittelst eines Handrades T kann die Stellung des Drehpunktes o des Hebels L—L' reguliert werden. Der erwähnte Kolben wirkt durch seine Pleuelstange auf einen einarmigen Hebel (vergl. Taf. LXVI, Fig. 1 und 6), der mittelst der Welle A'' und der Schubstange b'' seine Bewegung auf die vorhin erwähnten Balancierwelle A' überträgt. Mittelst Handrad und Schraubenspindel kann man auf denselben Hebelarm einwirken, welchen bei selbstwirkender Regulierung der Servomotor bewegt.

Abgesehen von dem Servomotor selbst, sind die ganzen Vorrichtungen zur Turbinenregulierung in der Etage unter dem Maschinenflur untergebracht. Die Regulierräume der einzelnen Turbinen sind durch Öffnungen in den Wänden miteinander verbunden, so dass ein Mann eine ganze Reihe Turbinen bedienen kann. Die Umdrehung der Turbinenwellen wird durch Riemen auf den Fliehkraftregler übertragen. Dieselbe Welle, welche den Fliehkraftregler trägt, setzt auch die Ölpumpe in Bewegung.

Die 8 letzten grossen Turbinen[4]) sind als Francis-Reaktionsturbinen mit 2 Laufrädern und beweglichen Finkschen Regulierungsschaufeln gebaut.

Jede Turbine hat zwei Laufkränze, von denen der obere axial nach unten, der untere axial nach oben ausgiesst. Die Beaufschlagung erfolgt bei beiden radial von aussen. Auch bei diesen Turbinen findet eine hydraulische Entlastung des Gewichtes der Welle statt. Die Tourenzahl ist gleichfalls 120 i. d. M., die effektive Leistung bei voller Belastung ist 1350 PS_e bis 1500 PS_e. Sie sind konstruiert für Gefälle zwischen 8,0—10,0 m und schlucken bei 8,0 m 17200 l/sek., bei 10,0 m 15000 l/sek. Die Regulierung erfolgt gleichfalls durch einen Pressöl-Servomotor, welcher durch Vermittelung eines Fliehkraftreglers betätigt ist, nur dass hierbei durch Wellen und Zahnräder die horizontalen Ringe gedreht werden, mit denen alle Leitschaufeln je eines Kranzes durch Gelenkbolzen verbunden sind. Durch Drehung der Ringe werden also alle Leitschaufeln gleichzeitig mehr oder weniger geöffnet und geschlossen.

Die **Dreiphasendrehstromgeneratoren**[5]) haben festen Anker von 5,82 m äusserem Dm. und bewegliches Magnetrad. Um Ventilation zu erzielen, ist die Fläche des Ankerringes durchbrochen. Der Ring ruht mittelst einzelner Füsse auf dem Beton und ist dort verankert. Radiale Querstege verbinden den Ankerring mit dem Führungslager der Dynamowelle. Jede grosse Dreiphasendrehstrommaschine kann 900—1100 KW. leisten bei $\cos \varphi = 1$. Der Nutzeffekt beträgt 95,2% bei $\cos \varphi = 1$ und 94% bei $\cos \varphi = 0,74$.

Die Erregermaschinen sind **vierpolige Gleichstrommaschinen**, deren Anker auf den vertikalen Wellen der Erregerturbinen sitzen, während das Magnetgestell feststeht.

Wie bereits früher erwähnt, gehen alle Kabel von den Maschinen in Kabelkanälen zu dem **Schaltraum**. Der ganze Dreiphasendrehstrom wird in drei Sammel-

[4]) Geliefert von Escher, Wyss & Co. in Zürich.

[5]) Geliefert von der A.-G. Brown Boveri & Co., Baden (Schweiz).

schienen gesammelt. Von dem Hauptschaltraum wird der Strom in den 3 Sammelschienen auf einem Eisengerüst an der abwärts gelegenen Längswand (vergl. Abb. 115) zu dem **Verteilungsschaltraum**, welcher sich über der Eingangshalle des Maschinensaales befindet, geleitet, und von hier gehen die Hochspannungsleitungen in die Verteilungsgebiete ab. Die Stadt Lyon und ihre Vororte bilden das Konsumgebiet. Mit Rücksicht auf die verhältnismässig kleine Entfernung sind die Hochspannungsleitungen als eisenbandarmierte dreifach verseilte Bleikabel verlegt.

Die Kabel liegen durchschnittlich 1,0 m unter dem Pflaster in einfachen Baugruben und zwar die Hochspannungs- und Verteilungskabel meistens in einer gemeinsamen Baugrube, wobei die Verteilungskabel oben und die Hochspannungskabel unten verlegt sind.

In einer Transformatorenstation wird die Spannung auf 110 Volt abgewandelt und mit dieser Spannung wird der Strom als Dreiphasen-Drehstrom im Dreileiternetz verteilt.

Über die Anlagekosten sind bereits in Tabelle I S. 244/245 Angaben gemacht.

Erwähnt sei nur noch, dass gekostet haben beim Kanalbau durchschnittlich:

Beton in hydraulischem Kalk	pro cbm	10,0 Frs.
Beton in Zement	„ „	20,0 „
Mauerwerk in Bruchsteinen in hydraulischem Kalkmörtel	„ „	18,0 „
Mauerwerk in Bruchsteinen in Zement	„ „	25,0 „
Mauerwerk aus Hausteinen (Verblendung) in Zement	„ „	30,0

Ferner haben gekostet:

Der Überlauf bei Km 8,600	=	207867,0 „
Der Laufkran	=	36042,0 „
Der elektrische Teil des Krafthauses	=	1034000,0 „
oder 51 Frs. = 41,8 Mk. pro installierte PS_e der Turbinen.		
Werkstatteinrichtungen, Mobiliar und Geräte	=	325772,0 „
Die Hochspannungs- und Verteilungsleitungen mit 387 km dreifacher, d. i. 1161 einfacher Kabellänge	=	10888000,0 „
Vorräte, Motoren, Zähler, Hausanschlüsse und Reserveteile hierfür	=	1258825,7 „

Die Gesamtkosten der Anlage haben 50 Millionen Frs. einschliesslich 3854926,43 Frs., welche als Betriebsmittel und zur Deckung von Betriebszuschüssen (vergl. S. 266) für die ersten Jahre nötig waren, betragen. Das Anlagekapital ist zur Hälfte in Aktien, zur Hälfte in Obligationen beschafft.

Die Entwickelung der Anschlussbewegung ergibt sich aus folgender Tabelle:

Betriebsjahr	Anschluss für Kraftzwecke in PS_e	Anschluss für Lichtzwecke in Lampen von 10 H.K.	Anschluss in KW			Zahl der Abonnenten	
			für Kraftzwecke	für Lichtzwecke	zusammen	für Kraft	für Licht
1899	2 943	58 364	—	—	—	634	1 368
1900	6 955	104 234	—	—	—	1 246	2 905
1901	9 581	142 520	—	—	—	1 787	4 695
1902	11 480	164 540	—	—	—	1 935	5 528
1903	13 075	179 073	9 623	4 551	14 174,0	2 171	6 372
1904	14 293	189 500	10 520	4 874	15 394,0	2 316	6 901
1905	16 582	201 887	12 168	6 268	18 436,0	2 485	7 440

Bezüglich der erzeugten und nutzbar abgegebenen KW-Stunden sei nachfolgende Zahlentafel mitgeteilt:

[illegible]	[illegible] Krafthause [illegible] erzeugte [illegible] Stunden [6])	Durchschnittliche Benutzungsdauer der im Krafthause installierten KW(14265) in Stunden	Nutzbar abgegebene KW-Stunden unter Annahme eines Verhältnisses von nutzbar abgegebenen zu erzeugten KW-Std. von 0,8 vergl. S. 336	Durchschnittliche Benutzungsdauer des Gesamtanschlusswertes in KW-Stunden
[illegible]	22 107 948	1 550	17 686 358	1 247
[illegible]	24 899 218	1 746	19 919 370	1 294
[illegible]	29 737 856	2 084	23 790 038	1 291

Die gleichzeitig maximale Belastung der Generatoren im Krafthause hat in den Jahren 1903 und 1904 50% des Anschlusswertes nicht überschritten.

Die Einnahmen haben betragen:

Betriebsjahr	Im ganzen in Frs.	Jährlich pro im Krafthaus installierte		pro angeschlossenes KW u. Jahr in Frs.
		PS$_e$ in Frs.	KW in Frs.	
1903	2 978 000	146	202	210
1904	3 330 443	163	233	216
1905	3 674 082	180	257	200

Es wurde sowohl Zählertarif als auch Pauschaltarif eingeführt und es betrug 1904 der Preis für Lichtstrom pro KW-Stunde:

1. für Bureaux, welche zu einer bestimmten Stunde schliessen	50	Ctm.
2. Werkstätten	50	"
3. Restaurationen	60	"
4. Läden	65	"
5. Wohnzimmer aller Art	80	"

Auf die Preise ad 3, 4, 5 wurde folgender Rabatt gewährt:

Für den Konsum von mehr als	100 Frs. pro Monat	1,0%
" " " " " "	250 " " "	2,5%
" " " " " "	500 " " "	5,0%
" " " " " "	1000 " " "	7,5%
" " " " " "	1500 " " "	10,0%

Der Strompreis für Kraftzwecke betrug a) bei Messung durch Zähler:

für Motoren von PS$_e$	Preis pro KW-Stunde	Preis pro PS$_e$-Stunde
1	28,0 Ctm.	20,61 Ctm.
5	24,1 "	17,74 "
10	20,4 "	15,01 "
15	17,0 "	12,51 "
20	14,6 "	10,74 "
25	13,2 "	9,72 "
30	12,5 "	9,20 "
40	10,9 "	8,02 "
50	9,5 "	6,99 "

[6]) Des Vergleichs halber sei erwähnt, dass in dem Krafthause Vizzola (vergl. § 1) bei 20000 installierten PS$_e$ = 14000 KW 1906 bereits rd. 70 Millionen KW-Stunden erzeugt wurden, woraus sich eine durchschnittliche Benutzungsdauer der installierten Leistung von 5000 Stunden jährlich ergibt und sich die grosse Prosperität der Società Lombarda zum Teil erklärt.

Für alle Zwischenstufen sind natürlich im Tarif Preise vorgesehen. Die obigen Angaben sollen nur eine Übersicht geben.

b) Im Pauschaltarif pro Jahr bei einer Benutzung bis zu 12 Stunden pro Tag:

PS_e	Preis pro PS_e u. Jahr in Frs.	PS_e	Preis pro PS_e u. Jahr in Frs.
1	720	20	360
5	620	30	300
10	510	40	270
15	435	50	250

Für Konsumenten, welche die Kraft während 24 Stunden zur Verfügung haben wollen, wird der Preis um 50% erhöht.

Die direkten Ausgaben haben betragen:

	1903	1904	1905	Direkte Betriebskosten der nutzbar abgegebenen KW-Std. in Ctm.		
				1903	1904	1905
a) Allgemeine Verwaltung (Frais généraux)	252 903	249 548	275 826	—	—	rd. 1,2
b) Betrieb u. Unterhaltung (Exploitation et Entretien)	443 113	425 940	478 146	—	—	1,9 [7])
c) Steuern u. Abgaben (Impôts, redevances et frais de contrôle payés à l'État)	144 267	164 323	186 604	—	—	0,8
Zusammen:	840 283	839 811	940 576	4,75	4,2	3,9

In dem Betriebsjahr 1904 konnte zum erstenmal eine Dividende von 16 Frs. auf eine Aktie von 500 Frs.[8]) gezahlt werden, für das Betriebsjahr 1905 stieg die Dividende auf 19 Frs. Die ersten drei Betriebsjahre hatten bare Betriebszuschüsse erfordert (vergl. S. 266 und 338 ad 1).

Erwähnt sei noch, dass die Gesellschaft im Jahre 1905 einen Vertrag mit der Lyoner Trambahn-Gesellschaft geschlossen hat, wonach sie an die letztgenannte Gesellschaft während der Zeit des Wasserüberflusses Strom liefert, während die Strassenbahn-Gesellschaft umgekehrt in den Wintermonaten unter Zuhilfenahme ihrer **Dampfreserven** den Strom an die Société-Lyonnaise des Forces Motrices du Rhône in natura zurückzugeben hat. Auf diese Weise verfügte die letztgenannte Gesellschaft tatsächlich bereits über eine **Dampfreserve**, welche sie durch Aufstellung von Dampfturbo-Generatoren mit Zubehör in Cusset inzwischen noch ergänzt hat.

---

[7]) Wenn man diese Zahl mit den Betriebskosten in Tabelle XI, S. 273, Spalte 4 ad 26 vergleicht, so ist in Betracht zu ziehen, dass die wasserbaulichen Anlagen bei der Jonage-Anlage ungewöhnlich umfangreich und teuer geworden sind, infolgedessen sowohl im Betrieb wie Unterhaltung grosse Kosten verursachten und ferner, dass in den obigen Kosten auch die Betriebskosten des Verteilungsnetzes enthalten sind.

[8]) Das Kapital ist durch 25 Millionen Aktien und durch den gleichen Betrag in Obligationen gebildet (vergl. 525).

§ 25. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk in Livet (Isère) der Société Électro-Chimique de la Romanche. Hierzu Taf. XLI[1]).

Ebenso wie der Drac ist die Romanche, welche unterhalb der in § 26 beschriebenen Kraftanlage bei Champ in den Drac einmündet, bereits stark industriell ausgenützt[2]).

Die Anlage Livet ist ausgeführt, um für die elektro-chemische Fabrik der obengenannten Gesellschaft den Strom zu liefern. An der Stelle, wo das Wehr in der Romanche errichtet wurde, soll im 12. Jahrhundert ein Staudamm erbaut worden sein und den See Saint Laurent gebildet haben. Am 15. September 1219 soll nach der Überlieferung der Staudamm gebrochen sein und die talwärts stürzenden Wassermassen sollen alle Orte unterhalb bis nach Grenoble zerstört haben. Die Romanche fliesst in der Sohle des ehemaligen Staubeckens durch ein breites Tal und lagert bei Hochwasser auf flachen Ufern ihre Sinkstoffe ab.

Das **Wehr** wurde 144,0 m unterhalb der Brücke von Aveynat, wo die Romanche Stromschnellen bildete, erbaut (Abb. 117). Es besteht aus einem 30,0 m langen massiven Überfallwehr und aus einem Grundablass von 10,0 m lichter Weite zwischen den massiven Pfeilern. Das Überfallwehr ist flussaufwärts mit einem Radius von 60,0 m gekrümmt (vergl. Taf. XLI, Fig. 4) und stützt sich am rechten Ufer auf einen starken, tief in das Erdreich verankerten Uferpfeiler und an der anderen Seite auf den Begrenzungspfeiler des Grundablasses. Die Vorderfläche des Wehrkörpers ist fast vertikal und der **Abfallrücken** nach Kreisbögen gekrümmt, während der **Abfallboden** eine Gegenkrümmung enthält, durch welche ein Wasserpolster gebildet wird (vergl. Taf. XLI, Fig. 5).

Der **Grundablass** ist durch eiserne Griessäulen in 3 Öffnungen geteilt von je 2,0 m lichter Weite und durch 3 Schützen verschliessbar. Die Schwelle der Grundablasschützen liegt 2,60 m tiefer als die Krone des festen Wehres.

Im Zuge der den Grundablass begrenzenden Ufermauer liegt der **Einlauf**, gebildet durch eine ca. 1,80 m breite Mauer, deren Krone 0,60 m unterhalb der Krone des Überfallwehres, also 2,0 m über der Schwelle des Grundablasses liegt. Die Flusssohle ist in der Breite des Grundablasses und in der ganzen Länge des Einlaufs mit grossen Steinplatten befestigt und mit einem Gefälle gegen den Grundablass zu von ungefähr 1:30 versehen. Auf diese Weise kann ein sehr wirksamer Spülstrom verlängs des Einlaufs erzielt werden. Diese Anordnung war angesichts der grossen Massen von Kies und Sand, welche die Romanche führt, sehr am Platze. Bei richtiger Bedienung der Grundablasschützen kann man die Kiesablagerung immer tief genug halten, sodass gröberes Geschiebe kaum in den Einlauf hineingelangen kann. Da derselbe lang und breit genug ist, um das Wasser mit geringer Geschwindigkeit eintreten zu lassen und da das Wasser den oberen Schichten entnommen wird, findet auch eine recht wirksame Ausscheidung der Sinkstoffe

---

1) Die Zeichnungen sind nach Handskizzen des Verfassers angefertigt. Die Abbildungen sind einer Beschreibung der Anlage in der Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche, Deuxième volume. Grenoble 1902 S. 421 u. ff. entnommen.

2) Die zurzeit am weitesten aufwärts liegende Anlage ist die von Livet, es folgt dann diejenige von Rioupéroux, dann diejenige von Gavet Clavaux und schliesslich diejenige von Vizille. Von Grenoble führt über Vizille eine Nebenbahn in das Tal der Romanche bis Le Bourg d'Oisans, etwa eine 3/4 Stunde Wegs unterhalb von Livet.

statt. Hinter der Einlaufmauer befindet sich ein 3,0 m breites Becken. Über der ganzen Breite dieses Beckens liegt ein gegen die Horizontale unter etwa 22—25° geneigter eiserner Feinrechen aus Flacheisen mit etwa 3,0 cm lichter Weite zwischen den Stäben (vergl. Taf. XLI, Fig. 6).

Die Mauer des Einlaufs hat zwischen den Begrenzungswänden eine Länge von 25,0 m. Die Rechenfläche beträgt daher mehr als 75 qm, sodass die grösste Wassermenge von 25 cbm/sek., bei höheren Wasserständen, selbst wenn man einen Teil der Fläche durch Schwimmkörper wie Holz, Laub oder Eis geschlossen annehmen wollte, mit weniger als 1,0 m/sek. Geschwindigkeit durch den Rechen treten könnte. Es dürfte


Abb. 117. Ansicht des Wehres und der Entnahmestelle der Anlage Livet bei H.W.



vorzuziehen gewesen sein, den Rechen ganz wagerecht und mit Stäben in Richtung der Einlaufmauer anzuordnen. Ausserdem wäre es wohl zweckmässig gewesen, flussabwärts noch eine Spülschütze für das Einlaufbecken einzubauen.

Der für eine grösste Wassermenge von 25 cbm/sek. berechnete **Werkkanal** liegt fast ganz im Tunnel und ist etwas über 2,0 km lang. Sein Querschnitt ist fast kreisrund mit einem Dm. von 3,75 m. Die Verlegung des Kanals in den Tunnel war hier geboten, um die Überschreitung verschiedener Schluchten zu vermeiden, in welchen alljährlich Schneelawinen herabkommen. Das Kanalprofil ist überall mit Beton ausgekleidet, weil auch das feste Gebirge sich als rissig und durchlässig erwies. Diese Auskleidung ist im tragfähigen, festen Gebirge 0,25 m, im weicheren Gebirge 0,60—1,0 m stark. Durch 3 Seitenstollen hat man im ganzen 8 Angriffspunkte für die Herstellung des Tunnels geschaffen. Man hat diese 3 Seitenstollen zur Anlegung von Überläufen mit Grundablässen benutzt. Durch Vertiefung der Sohle an jedem Überlauf wurde je ein Kiessack gebildet, den man durch den Grundablass spülen kann. Der Werkkanal mündet auf einem schmalen Plateau aus, an dessen Fusse das Krafthaus und die Fabrik errichtet sind und welches rd. 60,0 m über dem Wasserspiegel der Romanche liegt. Auf diesem Plateau ist das **Vorbecken** und die Druckkammer ange-

legt (vergl. Abb. 118). Die eine Betonwand des Vorbeckens bildet eine Verkleidung des ausgesprengten Felsens, die gegenüberliegende, welche mit Bruchsteinen verblendet ist, steht hart am Rande des Abhanges. Das Vorbecken ist an der Eintrittsstelle des Werkkanals 9,0 m breit, seine Sohle ist gegen den Kanal vertieft und gegen die in der Nähe des Rechens liegende Spülschütze geneigt (vergl. Taf. XLI, Fig. 7 und 8).

Die nach dem Tal zu gelegene bogenförmige Begrenzungswand des Beckens ist als **Überlauf** ausgebildet. Eine in die Sohle eingelassene schräge eiserne Wand, deren Oberkante unter dem Wasserspiegel liegt, dient dazu, den Sand und Kies nach der



Abb. 118. Ansicht des Vorbeckens mit Überlauf, der Druckkammer und des Krafthauses der Anlage Livet.



Spülschütze zu führen. Am Ende des Überlaufs steht auf der daselbst sprungweise erhöhten Sohle des Beckens ein schräger **Feinrechen**, um das Laub zurückzuhalten. Hinter demselben befindet sich eine Bedienungsbrücke. Das Becken verengert sich hier der natürlichen Gestaltung des Plateaus folgend auf 6,0 m und weicht dann dahinter talwärts um 3,0 m aus. Die **Druckkammer** ist von dem Vorbecken durch 3 eiserne Schützen von je 2,6 m lichter Weite und ca. 5,0 m Höhe abgeschlossen. Durch zwei Dammbalkenschlitze ist die Möglichkeit geschaffen, notfalls die Schützen zur Vornahme von Reparaturen trocken legen zu können.

Bemerkenswert ist die Wasserführung von der Druckkammer zum Krafthaus[2]. Das Wasser tritt aus der Druckkammer in einen vertikalen, in

---

2) In ähnlicher Weise wird bei den Etschwerken Meran-Bozen (erbaut 1897/1898) das Druckwasser den Turbinen durch einen ausbetonierten Druckstollen von 8,0 m lichter Weite und durch daran

den Felsen eingesprengten Schacht von 3,0 m Lichtweite ein. Letzterer mündet unten in ein **schmiedeeisernes Druckrohr** von 2,5 m Dm. aus, in welchem das Druckwasser unterirdisch zur Zentrale geführt wird. Die Übergangsstelle zwischen Schacht und Druckrohr ist so ausgeführt, dass noch ein zweites Druckrohr verlegt werden kann. Zur Verhütung von Wirbelbildungen ist über der Mündung des vertikalen Druckschachtes eine liegende Decke aus eisernen Trägern und Blechplatten angelegt, welche überall ca. 2,0 m über die Ränder des Schachtes herübergreift. Bevor diese Deckplatte eingebaut war, bildeten sich in dem vertikalen Schacht tiefe Lufttrichter, welche viel Luft mitrissen und zu Wasserschlägen in dem eisernen Druckrohr Veranlassung gaben.

Der **Maschinensaal des Krafthauses** hat Platz für 15000 PS_e. Die zuerst aufgestellten 5 **Turbinen**[3]) von je 1250 PS_e sind Gehäuse-Reaktionsturbinen mit Saugrohr, welche am ganzen Umfange von aussen radial beaufschlagt werden, axial seitlich ausgiessen und 350 Uml./Min. machen. Sie sind ähnlich denjenigen, welche für das Krafthaus der Anlage Fure et Morge in Champ geliefert sind (vergl. Taf. LXXII, Fig. 3 und 4 und Taf. LXXIII, Fig. 2 und 3). Jede Turbine hat ihren eigenen selbsttätigen hydraulischen Servomotor. Die direkt gekuppelten **Einphasen-Wechselstrommaschinen**[4]) (System Thury) mit festem Anker und beweglichem Magnetrad liefern Strom von 70 Volt Spannung und 46,6 Per./sek. Die niedrige Spannung wird für elektro-chemische Zwecke in der Fabrik gebraucht. Für den Antrieb der Erregermaschinen, welche auch den Gleichstrom für die Beleuchtung und die Arbeitsmaschinen in der Reparaturwerkstatt des Krafthauses und in den Fabriken liefern, dienen 2 Gruppen von Girard-Turbinen von je 175 PS_e und 500 Uml./Min. Der Nutzeffekt der grossen Turbinen soll 80%, der der kleinen 70% betragen.

Im Jahre 1904 sind noch 2 grössere Gruppen aufgestellt worden, welche Strom nach Grenoble abzugeben bestimmt waren.

---

§ 26. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Drac bei Champ (Isère) der Société Hydro-Électrique de Fure et Morge. Hierzu Taf. XLII und XLIII[1]).

Im Jahre 1899 vereinigte sich eine Anzahl Industrieller aus den Tälern der Fure und Morge, zwei Nebenflüssen der Isère, zu einem Syndikat mit der Aufgabe, den Syndikatsmitgliedern billige elektrische Energie zur Verfügung zu stellen. Da der hierbei eingeschlagene Weg in formaler Beziehung interessant ist, sei er kurz geschildert.

Im Juli 1900 gelang es der Syndikatsleitung mit der Société Hydro-Électrique de Fure et Morge, welche eine Wasserkonzession an dem Drac besass, einen Vertrag auf ungefähr folgender Grundlage zu schliessen:

„Die Gesellschaft Fure et Morge stellte dem Syndikat der Industriellen 4000 PS_e zur Verfügung und zwar auf die Dauer von 30 Jahren von der Betriebseröffnung an. Es sollte eine Société Civile mit

anschliessende zwei Druckrohre von 1,6 m Dm. zugeführt (vergl. die Literaturangaben am Schlusse dieses Kapitels).

[3]) Geliefert von Neyret, Brenier & Co., Grenoble.

[4]) Geliefert von der Compagnie de l'Industrie Électrique et Méchanique in Genf.

[1]) Die Zeichnungen und Abbildungen sind dem Sonderabdruck aus dem Génie Civil, Paris 1903, Aufsatz von Ch. Lépine, dem Generaldirektor der genannten Gesellschaft: Les Installations Hydro-Électriques de la Société Fure et Morge etc. entnommen.

4000 Anteilscheinen, entsprechend 4000 PS$_e$, gegründet werden. Den Mitgliedern des Syndikats sollten diese Anteilscheine pro rata der von ihnen gezeichneten PS$_e$ überlassen werden, während die Société Fure et Morge diejenigen Anteilscheine erhalten sollte, welche nicht von den Industriellen des Syndikates gezeichnet werden würden. Am Ende der Vertragszeit, welches für den 1. Januar 1982 vorgesehen war, sollte die ganze Installation der Société Fure et Morge auf die Société Civile unentgeltlich übergehen.

Der Preis pro elektrische PS$_e$ = 0,736 KW und Jahr sollte betragen: für eine

24 stündige Benutzungsdauer	150,0 Frs.
12 " "	125,0 " [1]).

Jedes Mitglied des Syndikates sollte nur für sein eigenes Abonnement auf Kraft verantwortlich sein.

Die Kraft sollte während des ganzen Jahres mit Ausnahme von 20 Tagen, alle Festtage eingerechnet, zu liefern sein. Die liefernde Gesellschaft sollte aber frei sein von aller Verantwortung für unterbrochene Stromlieferung, sofern es nicht in ihrer Macht lag, die Ursachen der Unterbrechung abzuwenden.

Es waren auch Quoten festgesetzt, welche die Société Fure et Morge, bevor sie einen Gewinn an ihre Aktionäre verteilen durfte, für Erneuerung und Tilgung, sowie für die Bildung eines Garantiefonds würde zurücklegen müssen.

Am 31. August 1900 waren von den Industriellen bereits 3040 PS$_e$ gezeichnet, sodass auf die Industriellen 3040 Anteile, auf die Société Hydro-Électrique 960 Anteile entfielen. Die Société Civile wurde den gesetzlichen Bestimmungen entsprechend am 7. Mai 1902 mit einem Kapital von 80000 Frs., eingeteilt in 4000 Anteile, gegründet.

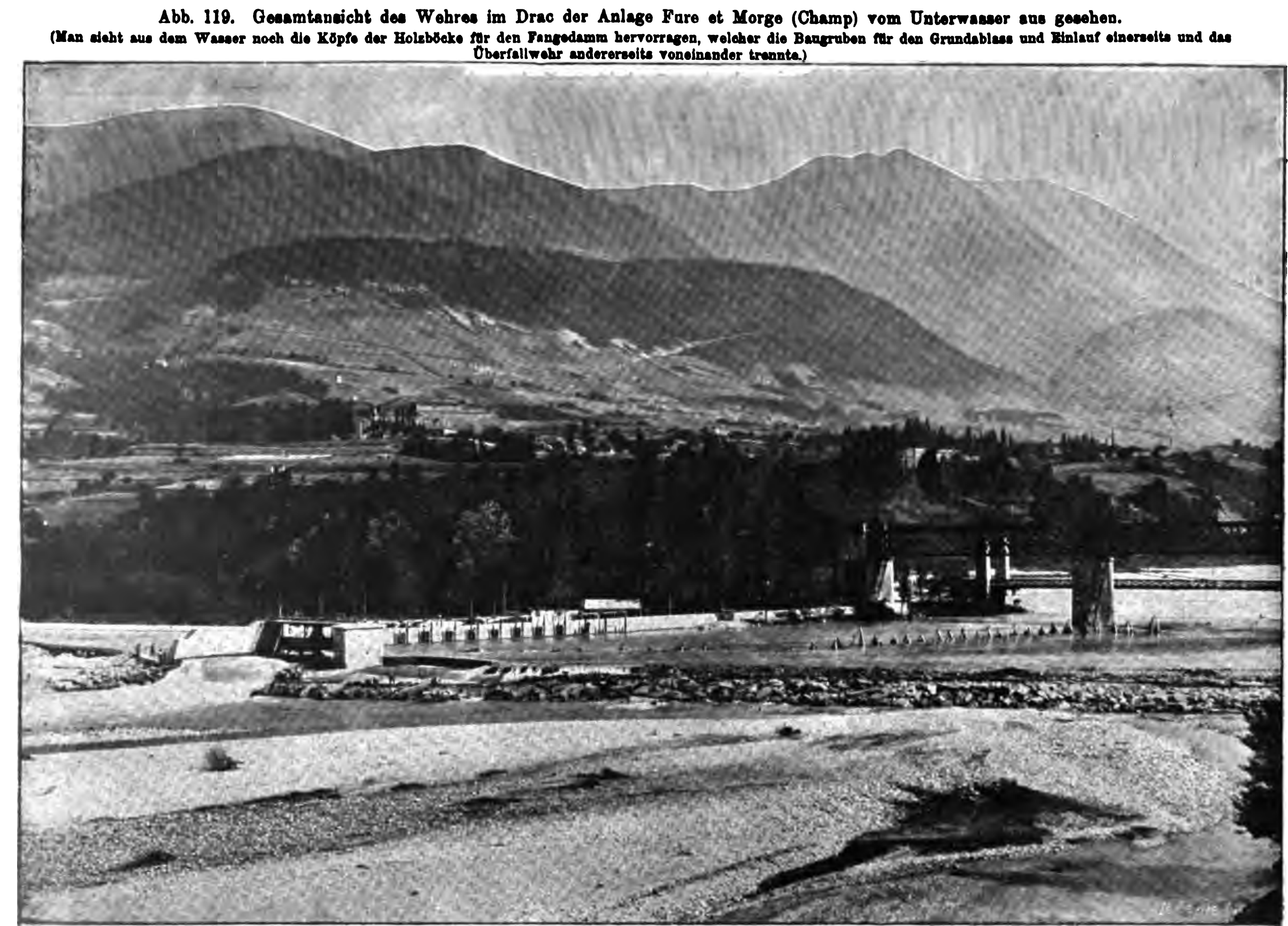
Der Drac, welcher bis Saint-Georges de Commiers zwischen steilen Felsen eingeschnitten ist, breitet sich von da ab in einer weiten Ebene aus und höht durch die von dem Wasser mitgeführten Geschiebe und Sinkstoffe die Flussohle allmählich auf. Das Flussbett erreicht hier eine Breite von mehr als 1 km. Während der höchsten Hochwasser kann die sekl. Wassermenge bis auf 1200 cbm/sek. steigen, sie soll während des sogenannten Mittelwassers etwa 80 bis 100 cbm/sek., neunmonatlich etwa 35 cbm und 355 tägig 18—20 cbm betragen (vergl. § 23, S. 497). Bei niedrigen Wasserständen wechselt der Fluss sehr oft sein Gerinne in dem weiten Bett. Auf Grund der Vorarbeiten wurde das Bauprogramm dahin festgesetzt, dass in der Nähe des Ortes Saint Georges de Commiers, unweit abwärts der Stelle, wo die Eisenbahnbrücke der Linie Grenoble-Veynes-Gap und eine Strassenbrücke dicht nebeneinander liegend den Fluss überschreiten, ein Wehr zu errichten sei mit einem solchen Aufstau bei N.W., dass mindestens 17 cbm/sek. in den Werkkanal hineingeleitet werden konnten und einer solchen Länge, dass bei höchstem Hochwasser die Höhe des überfallenden Wasserstrahls nicht mehr als 1,5 m betragen sollte. Man musste für das Wehr eine Stelle suchen, an der eine erhebliche Aufhöhung der Sohle durch Geschiebe nicht zu befürchten war. Da an den Brücken die Profilbreite der Flussohle auf 110,0 m Breite eingeschränkt ist, wird die Geschwindigkeit bei Hochwasser so gross, dass das Wasser sich selbst das Bett rein hält (vergl. Abb. 119).

Mit Rücksicht auf die für das Wehr gewählte Örtlichkeit und auf den Baugrund musste von vornherein von einem Wehr mit grosser Stauhöhe abgesehen werden. Man projektierte deshalb ein festes **Überfallwehr**, welches in einem Winkel von ungefähr 70° zur Stromachse über den Fluss gelegt wurde und sich nur etwa 1,5 m mit der Krone über der vorhandenen Flussohle erhob. An der Seite des Einlaufs wurde ein **Grundablass** angelegt, um die Ablagerungen vor dem Wehre besonders längs des Einlaufs ins Unterwasser spülen zu können (vergl. Taf. XLII, Fig. 1).

Das Wehr ist als massiver Betonkörper von 6 bis 12,0 m Breite im Querschnitt und einer Dicke wachsend von 1,0 m am Ende des massiven Abfallbodens auf 2,50 m unter der Krone auf einer Bettung von grossen Steinen und künstlichen Betonblöcken

[1]) Also für die 24 stündige Kraft wurde nur 20% mehr verlangt als für die 12 stündige, worauf im Hinblick auf die Mitteilungen S. 338 besonders hingewiesen sei.

Abb. 119. Gesamtansicht des Wehres im Drac der Anlage Fure et Morge (Champ) vom Unterwasser aus gesehen.
(Man sieht aus dem Wasser noch die Köpfe der Holzböcke für den Fangedamm hervorragen, welcher die Baugruben für den Grundablass und Einlauf einerseits und das Überfallwehr andererseits voneinander trennte.)



errichtet (Taf. XLII, Fig. 6). Dieses Bett aus grossen Blöcken ist von verschiedener Dicke und erreicht eine solche von 5,0—6,0 m in der Nähe des Pfeilers, welcher den Grundablass begrenzt.

Der zum Wehrkörper verwendete Beton ist in einer Mischung von 300 kg Portland-Zement (Berthelot) auf 1 cbm Drac-Kies hergestellt und die Oberfläche des Wehrrückens ist dann mit einer Putzschicht von 2 cm Stärke aus fettem Zementmörtel überzogen. Es hat sich aber herausgestellt, dass diese Zementhaut von dem Kies bei Hochwasser stark angegriffen wurde und man hat deshalb nachträglich den Abfallboden des Wehres mit grossen Steinblöcken belegt.

Der **Grundablass** hat zwei Öffnungen von je 8,0 m lichter Weite und wird durch zwei eiserne Schützen von je 1,50 m Höhe geschlossen (Abb. 120). Der Mittelpfeiler des Grundablasses ist aus eisernem Gitterwerk hergestellt und bis über H.W. mit Eisenplatten und Holzbohlen so bekleidet, dass sich treibendes Holz nicht an ihm festsetzen kann. Über dem Grundablass liegt eine eiserne Bedienungsbrücke, auf welcher sich die

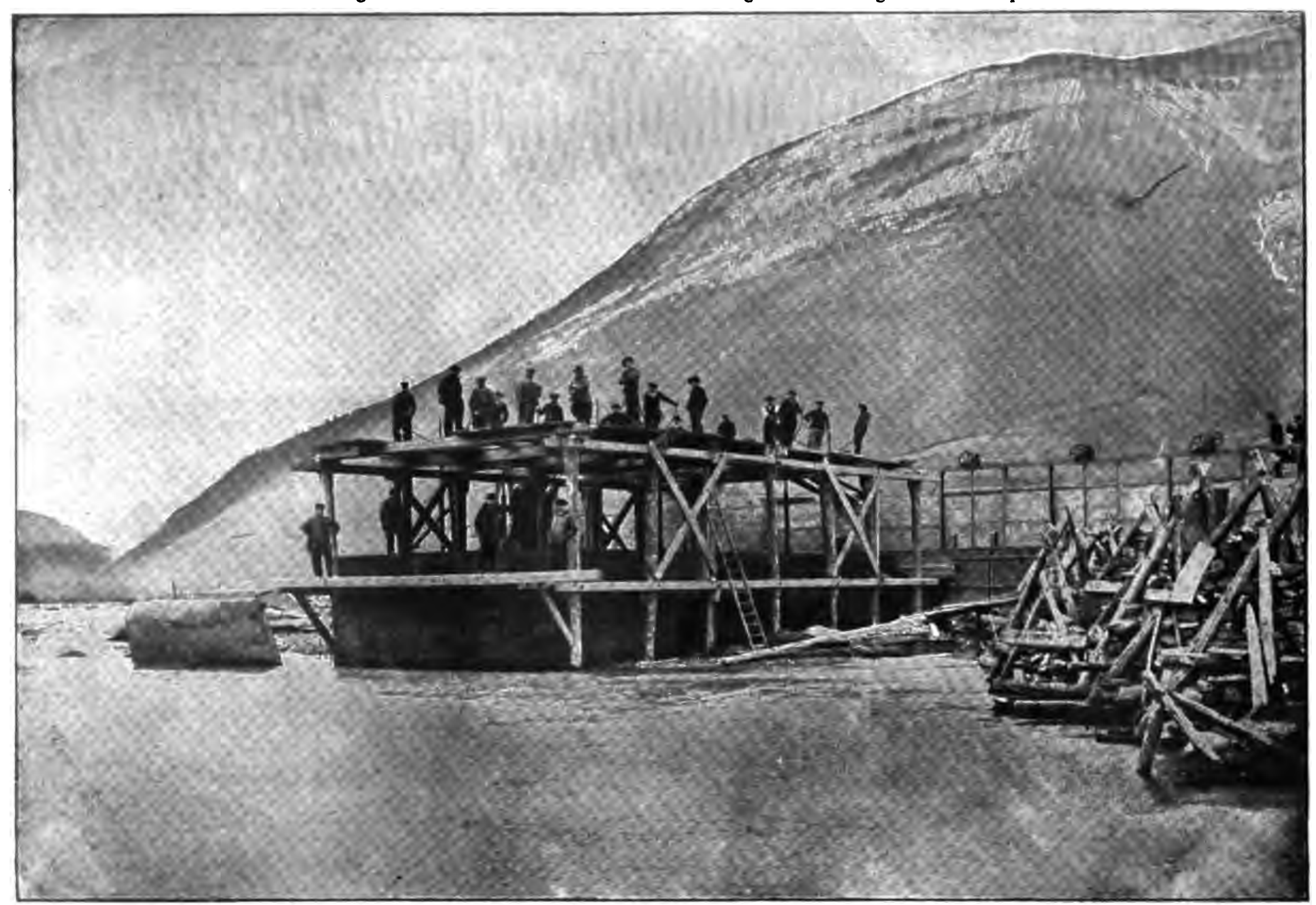
Abb. 120. Grundablass der Wehranlage Fure et Morge.



Bewegungsmechanismen der Schützen befinden. Eine Abb. der **Schützen** findet sich im Kap. III, 3. Schützen. Mit Rücksicht auf die Beschaffenheit der Flussohle und die grosse Geschwindigkeit, welche das Wasser beim Durchströmen des Grundablasses annehmen kann, ist derselbe auf einem 17,0 m langen und 6,0 m breiten eisernen Caisson fundiert. Der Caisson ist mittelst komprimierter Luft bis 10,0 m unter der Krone des festen Wehres heruntergetrieben.

Er wurde an Ort und Stelle auf einem Gerüst montiert und dann auf die Flussohle heruntergelassen (vergl. Abb. 121). Nachdem die Konsolen der Arbeitskammer mit Beton ausgefüllt waren, wurde mit dem Aufbau des Betonkörpers innerhalb eines eisernen Schutzmantels begonnen. Die eigentliche Versenkung begann am 26. Dezember 1901 und war am 18. Januar 1902 bereits beendet, obwohl man grosse Betonblöcke und U Eisen, welche von der Fundierung des Uferpfeilers herrührten, zum Teil mit Dynamit beseitigen musste. Die Mantelbleche der Arbeitskammer waren 6 mm stark, diejenigen des oberen Schutzmantels nur 3 mm. Der ganze Caisson enthält 48000 kg Eisen. Für die Ausfüllung der Arbeitskammer nach beendeter Senkung und den Aufbau des Betonkörpers wurden 918 cbm Beton (300 kg Zement [Valbonnais] auf 1 cbm Beton) verwendet. Die komprimierte Luft wurde in einem

Abb. 121. Versenkung des Caissons für den Grundablass der Anlage Fure et Morge mittelst komprimierter Luft.



Kompressor, welcher am Ufer aufgestellt war und von einer fünfzigpferdigen Lokomobile getrieben wurde, geliefert. Die Beleuchtung der Arbeitskammer erfolgte durch Kerzen [3]).

Um die Sohle des Grundablasses gegen die ausschleifende Wirkung des Kieses zu schützen, ist die ganze obere Fläche des Betonkörpers durch einen Belag von eichenen Bohlen von 14 cm Stärke geschützt. Diese Bohlen sind an den Enden durch Winkeleisen, im übrigen in Entfernungen von 1,0 m durch starke Flacheisen festgehalten, welche ihrerseits durch 80 cm tief in den Betonkörper reichende Bolzen verankert sind. Der Bohlenbelag bot gleichzeitig einen guten Schluss für die Schützen und einen glatten Boden für die Abspülung von Geschiebe. Stromabwärts vom Caisson ist die Sohle durch Steinblöcke gesichert und absichtlich rauh gemacht, um die Geschwindigkeit des Wassers zu brechen.

Sehr günstig liegt der **Einlauf**, welcher durch eine rd. 80,0 m lange Mauer mit 15 Öffnungen von je 2,0 m Breite und 1,50 m Höhe gebildet wird (vergl. Taf. XLII, Fig. 1 und 7 und Abb. 122). Diese Mauer ist auf drei Reihen Pfählen fundiert, welche 6,0 m tief eingerammt sind. Die Entfernung der Pfähle beträgt 1,25 m. Sie sind durch Doppelzangen in der Längs- und Querrichtung zusammengehalten und ihre Köpfe sind mit einem Betonbett von 1,90 m Stärke umgeben. Längs dieser Mauer lässt sich durch Ziehen der Grundablasschützen ein starker Strom erzeugen. Die 15 Öffnungen sind durch hölzerne Schützen verschliessbar.

Zum Schutze der Sohle hinter und vor dem Einlauf sind grosse Betonblöcke von 2,0 m Breite und 0,80 m Stärke verlegt und vor diesen Blöcken ist je eine breite Steinschüttung angeordnet. Nach dem Flusse zu ist vor der Mauer ein 1,93 m hoher Rechen (Abb. 122 zeigt das eiserne Gerüst des Rechens) mit 1,0 m breiter Bedienungsbrücke aufgestellt.

Zu bemängeln an der Anlage des Einlaufs wäre, dass die Sohle der Schützenöffnungen in Höhe der Flussohle gelegt ist anstatt etwa 0,50—1,0 m höher. Man hätte dann der möglichst in der Breite des Grundablasses zu befestigenden Flussohle vor dem Einlauf nach dem Grundablass zu ein stärkeres Gefälle geben können. Allerdings hätte man, um auch bei nur 0,50 m Wassertiefe über der Schützenschwelle noch den erforderlichen freien Querschnitt für den Eintritt von 40 cbm/sek. zu bekommen, entweder die Länge des Einlaufs entsprechend vergrössern oder bei mässiger Verlängerung des Bauwerkes die Mauerfläche auflösen und eiserne Gitterböcke als Griesständer verwenden müssen.

Bei der gewählten Anlage kommt sehr viel Kies in den Kanal hinein. Man hat zwar die Schützen zweiteilig gemacht, und bei Hochwasser, wenn der Fluss die grössten Mengen von Geschiebe und Sinkstoffen führt, ist nur der obere Teil der Schützen gezogen, sodass Wasser nur aus den oberen Schichten in das Ablagerungsbecken hineingelangen kann, aber wenn später bei niedrigen Wasserständen die unteren Schützen gezogen werden, so wird doch viel Kies und Sand mitgerissen.

Hinter dem Einlauf hat man denn auch ein grosses **Ablagerungsbecken** von 2500,0 qm Grundfläche angelegt (vergl. Taf. XLII, Fig. 1). Dasselbe wird begrenzt flussaufwärts durch eine Böschung mit Betonbekleidung, flussabwärts durch einen Überlauf und kanalwärts von einer Grundmauer. Der **Überlauf** ist durch eine Betonmauer gebildet. Die Krone des Überlaufs liegt in der Höhe der Wehrkrone (vergl. Taf. XLII, Fig. 2—4).

---

[3]) Die Lieferung und Senkung des Caissons wurde von der Firma Joya in Grenoble ausgeführt.

Um das Ablagerungsbecken spülen zu können, sind in der Überlaufmauer sieben Spülablässe angelegt, von denen vier mit Schützen und drei mit Dammbalken geschlossen sind. Die hierdurch ermöglichte Spülung des Ablagerungsbeckens ist aber unzureichend, da die Sohle zu wenig nach den Grundablässen zu geneigt ist. Man hat deshalb nachträglich parallel mit der Einlaufmauer auf einer hölzernen Pfahlbrücke über H.W. ein Geleise gelegt, auf welchem sich ein elektrisch betriebener Bagger bewegen kann. So kann man die Ablagerungen rechts und links von der Brücke herausheben und die Einlauföffnungen freihalten. Der Bagger befördert das Baggergut in den Fluss, indem er es mittelst einer Rutschrinne jenseits des Überlaufs ausschüttet.

Abb. 122. Ansicht des Einlaufbauwerkes der Anlage Fure et Morge.



Die Grundschwelle, welche den Kanal vom Ablagerungsbecken trennt, ist 60 cm hoch. Sie ist schräg zur Kanalachse errichtet, um die Ablagerungen nach dem Überlauf zu leiten.

Der **Werkkanal** hat eine Länge von rd. 600,0 m und seine Breite, in Höhe der Dammkrone gemessen, schwankt zwischen 60,0 und 22,0 m. Er liegt zum Teil im Einschnitt, zum Teil im Auftrag. Seine Böschungen sind mit Betonbekleidung in hydraulischem Kalk versehen und haben eine Neigung von 1:1,5.

Um die Sohle des Kanals durch die weiter unten erwähnten sechs Spülablässe wirksam spülen zu können, ist ihr ein Gefälle von 1:250 gegeben, sodass die Wassertiefe von 1,50 m auf rd. 3,8 m anwächst. Die Wassergeschwindigkeit beträgt bei normalem Betriebe nur 0,35 m/sek. und es lagert sich infolgedessen Sand und Kies, welcher über die Grundschwelle herüberkommt, in dem kurzen Kanalbett ab. Man kann daher den

Kanal auch als ein zweites Ablagerungsbecken auffassen. Es gehört aber zu der Spülung desselben sehr viel Wasser, und man kann die Spülung wirksam nur in Betriebspausen vornehmen.

Der Werkkanal mündet lotrecht zur Schnittlinie E—F, Taf. XLII, Fig. 9, in ein **Vorbecken** von rd. 620,0 qm Grundfläche bei einer Wassertiefe von 3,80 m (vergl. Taf. XLII, Fig. 8—12). Aus diesem Vorbecken tritt das Wasser über eine Schwelle (a) von 1,0 m Höhe, auf welcher sich ein Rechen befindet, in die **Druckkammer** ein. Oberhalb des Rechens befindet sich eine Bedienungsbrücke auf eisernen Trägern mit einem Geländer gegen die Druckkammer. Auf der das Vorbecken nach dem Drac zu begrenzenden Mauer ist ein **Überlauf** angelegt, dessen Krone ungefähr auf Höhe der Wehrkrone liegt. Ausserdem befinden sich in der Überlaufmauer die schon erwähnten sechs Spülablässe, welche durch Schützen verschliessbar sind. Ein System von Kanälen von 1,0 m Breite und ca. 50 cm Tiefe dient zur Sammlung der Ablagerungen und zur Unterstützung der Spülwirkung im Becken selbst bei gezogenen Spülschützen. Das Wasser, welches über den Überlauf fällt und durch die Spülschützen fliesst, wird in einem Kanal von 15,0 m Sohlenbreite direkt in den Drac geleitet (Taf. XVII, Fig. 9).

Nach dem **Druckrohr** zu ist die Sohle der Druckkammer derartig vertieft, dass über dem Scheitel der Ausmündungsöffnung des Druckrohres immer noch eine Wasserhöhe von 2,10 m verbleibt. Die Mündungsöffnung ist trompetenartig gut abgerundet, sodass das Wasser ohne Einschnürung und ohne Wirbelbildung ruhig und glatt eintreten kann. Gleich hinter der Ausmündung des Druckrohres befindet sich auf demselben ein Steigerohr, aus welchem Luft entweichen und bei geschlossenen Schützen eintreten kann (Taf. XLII, Fig. 9 und 11).

Das **Druckrohr** von 3,3 m innerem Dm. hat eine Gesamtlänge von 4700,0 m, von denen die ersten 2200,0 m in **armiertem Beton**, die übrigen rd. 2500 m als genietete Rohre aus Siemens Martin-Stahl hergestellt sind. Die Strecke in armiertem Beton reicht bis zu einer Druckhöhe von 20,0 m.

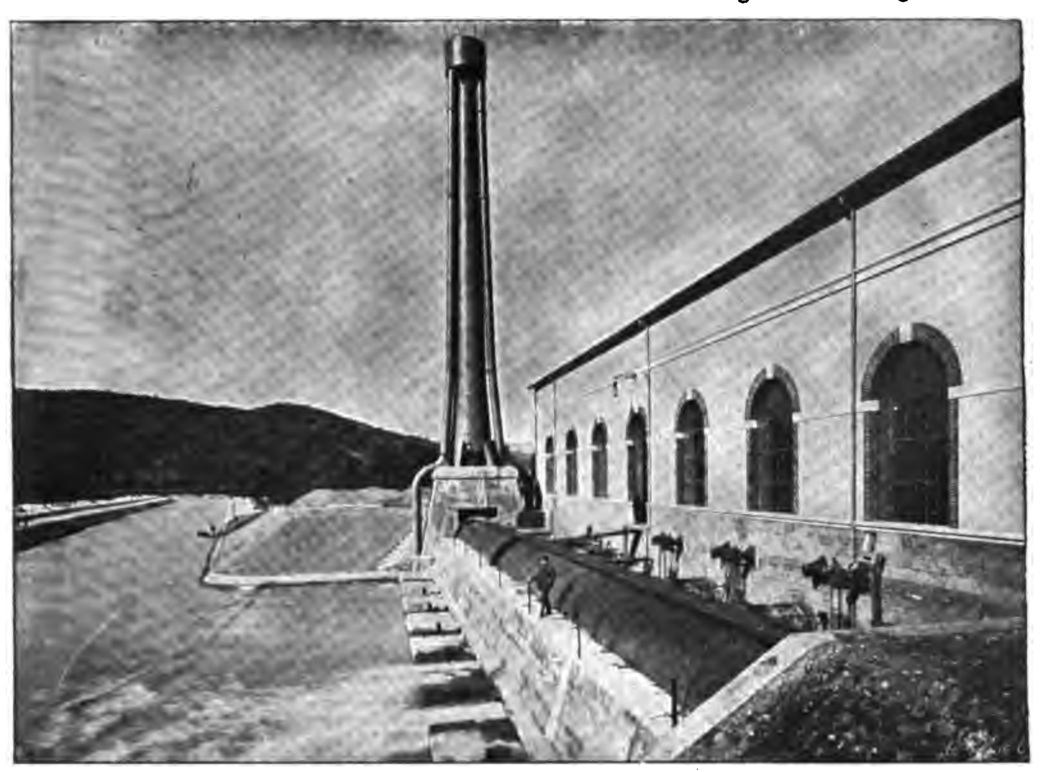
Über das Druckrohr werden im Kap. III, 4. Druckrohre nähere Angaben gemacht werden, sodass an dieser Stelle, um Wiederholungen zu vermeiden, weitere Mitteilungen unterbleiben können (vergl. Taf. LX, Fig. 1—9 und Taf. LVIII, Fig. 1 und 2). Erwähnt sei nur noch, dass, um die Untersuchung des stählernen Druckrohrs im Innern zu erleichtern, drei Mannlöcher angebracht sind und zwar das erste in der Nähe der Stelle, wo das stählerne Rohr mit dem Rohr aus armiertem Beton verbunden ist, das zweite 1500,0 m abwärts und das dritte am Krafthause. Auf dem Druckrohr sind zu dem Zwecke eiserne rechteckige Rahmen von 35 cm auf 45 cm Seitenlänge im Lichten aufgenietet, und auf diese Rahmen ist ein gusseiserner Deckel mit Bolzen befestigt. Zur Dichtung dient ein Kautschukstreifen.

Die Abzweigrohre zu den Turbinen münden lotrecht vom Hauptdruckrohr ab und von unten in die Turbinen ein (Taf. XLIII, Fig. 1 u. 2). Jedes Abzweigrohr ist durch eine Drosselklappe abschliessbar, welche vom Maschinenflur aus bedient werden kann. Das Rohrende zwischen der Drosselklappe und der Turbine kann mittelst eines kleinen durch einen Schieber verschlossenen Rohres entleert werden. Seitwärts zweigt aus jedem Turbinenrohr ein konisches Rohr ab, welches durch ein **Sitzventil** geschlossen ist und durch eine sich nach unten konisch erweiternde Fortsetzung direkt in den Turbinenkanal führt. Es mündet durch einen Krümmer in den Turbinenkanal so aus, dass der austretende Wasserstrahl die Spiegellinie im Turbinenkanal unter einem sehr spitzen Winkel trifft. Das Ventil ist so mit der Regulierungswelle der Turbinen verbunden, dass es geöffnet

wird, wenn der Wasserdurchgang in den Turbinen geschlossen wird. So kann die Geschwindigkeit des Wassers im Druckrohr niemals plötzlich auf 0 abfallen und es werden starke Wasserschläge vermieden. Um die Druckvermehrung durch Wasserschläge zu begrenzen, ist das Druckrohr am Ende durch ein Krümmerrohr in ein offenes Steigerohr übergeführt, welches bis 34,70 m über dem Scheitel des Druckrohrs emporsteigt und unten einen Dm. von 3,3 m hat. Nach oben zu verjüngt es sich bis auf 1,40 m inneren Dm. Die obersten 2,0 m sind aber wieder auf 3,0 m erweitert und aus der Sohle dieser Erweiterung münden drei Überlaufrohre aus, welche das durch Wasserschläge aus der



Abb. 123. Ansicht des Druckrohres am Krafthause der Anlage Fure et Morge.



engeren Steigerohrmündung herausgedrückte Wasser in den Unterwasserkanal abführen (Taf. XLIII, Fig. 2 und 3 und Abb. 123).

Das **Krafthaus** liegt an der Strasse Grenoble-La Mure 13 km von Grenoble entfernt und ca. 600,0 m oberhalb des Zusammenflusses des Dracs und der Romanche in der Gemeinde Champ (Isère)[4] (Taf. XLIII, Fig. 3).

Die Fundamente sind in Beton, (300 kg Valbonnais-Zement auf 1 cbm Drac-Sand) die sichtbaren Wände z. T. in Bruchsteinen, z. T. in behauenen Steinen aus den Brüchen von Jarrie-Vizille ausgeführt. Das Satteldach des Maschinensaales ist von eisernen Bindern getragen und mit Ziegeln eingedeckt. Die Tagesbeleuchtung des Maschinensaals erfolgt durch grosse seitliche Fenster.

Der **Maschinensaal** selbst hat eine Länge von 44,0 m, eine Breite von 12,50 m und hat Raum für 6 Aggregate von je 1350 PS_e[5]), sodass rd. 6,8 qm Bodenfläche auf

---

[4]) Die nächste Bahnstation ist Vizille.

[5]) In der Tabelle I, S. 242 sind als „installierte Leistung“ nur die fünf bereits aufgestellten Turbinen mit 6750 PS_e berücksichtigt, weil das den tatsächlichen Wertverhältnissen der Wasserkraft,

je 100 install. PS_e entfallen. Ein Laufkran von 15,0 t Tragkraft, dessen Kranbahn 7,5 m über dem Maschinenflur liegt, bestreicht die ganze Halle. Die Höhe des Maschinenraums bis zur Dachbinderunterkante beträgt 9,20 m.

In einem Anbau von zusammen 28,0 m Länge und 10,50 m Breite befindet sich an dem flussabwärts gerichteten Ende zu ebener Erde die Reparaturwerkstatt[6]. Im Kellergeschoss ist der Raum für die **Transformatoren** geschaffen und der an den Kabelkanal anschliessende Teil des Schaltraumes untergebracht. In der Flurhöhe liegt abermals ein Teil des Schaltraumes und am andern Ende des Anbaues, der Werkstatt gegenüber, die Wohnung des Maschinenmeisters. In der ersten Etage dieses Anbaus befinden sich der Hauptschaltraum mit dem Hauptschaltbrett und den Gerüsten für die Ausschalter, Ölwiderstände, Bleisicherungen etc. sowie die Blitzschutzvorrichtungen. Eine Abbildung dieses geräumigen Saales ist auf Taf. LXXIX, Fig. 1 gegeben (vergl. Kap. III, 6. Krafthäuser. Elektrischer Teil).

Der Maschinensaal enthielt 1904 **5 Turbinen** von 1350 PS_e, 2 Gruppen **Erregerturbinen** von je 150 PS_e und eine kleine Turbine von 5 PS_e. Letztere ist dazu bestimmt, das Druckwasser für die Regulier-Servomotoren zu liefern.

Die 5 grossen **Turbinen**[7]), von denen 3 mit selbstwirkenden Regulatoren, 2 dagegen nur mit Handregulierung versehen sind, machen 300 Uml./Min. und schlucken bei 31,0 m Druckhöhe 4250 l/sek. Es sind Reaktionsturbinen mit radialer Beaufschlagung von aussen und einseitigem axialen Ausguss. Die Regulierung erfolgt durch einen Ringschieber, welcher zwischen Leit- und Laufrad durch 2 Schubstangen und Zahnvorgelege bewegt wird (vergl. Taf. LXXII, Fig. 3 und 4 und Taf. LXXIII, Fig. 1 und 2). Das Wasser tritt aus der Turbine in ein Krümmerrohr aus, welches in einen in Beton geformten Saugkanal ausmündet. Um den axialen Schub, welcher infolge des einseitigen Ausgusses auf die Turbinenwelle ausgeübt wird, aufzunehmen, ist an dem Saugrohrkrümmer ein Ringspurlager angebracht, welches ganz in Öl läuft. Jede Turbine hat ihren eigenen direkt in den Drac ausmündenden **Turbinenkanal**, in welchem der Wasserspiegel durch eine Sohlenerhöhung stets so gehalten wird, dass die Saughöhe von 6,5 m nicht überschritten werden und die Wassersäule nicht abreissen kann (Taf. XLIII, Fig. 2 und Abb. 123). Zwei Erregerturbinen von je 150 PS_e mit 500 Uml./Min. sind in der Mitte des Maschinenhauses aufgestellt. Sie sind ähnlich wie die grossen Turbinen gebaut und auf Taf. LXXIII, Fig. 3—5 dargestellt.

An die Welle jeder grossen Turbine ist ein D r e i p h a s e n - G e n e r a t o r[8]) von 930 KW. bei $\cos \varphi = 0,8$ mittelst Kautschukbandkuppelung angekuppelt.

Die Generatoren haben festen Anker und bewegliches Magnetrad und liefern den Strom mit 3000 V. und 50 Per. Das Magnetrad hat 20 Pole. Der äussere Dm. eines grossen Generators ist 3,83 m, das Gewicht ungefähr 30 t. Die Erregermaschinen liefern Gleichstrom von 110 V. In dem bereits erwähnten Transformatorenraum ist Platz für sechs Öltransformatoren mit Wasserkühlung von je 1150 K.V.A.

Das Gewicht eines Transformators voll mit Öl beträgt 9000 kg. Die Schaltung ist so eingerichtet, dass sowohl Strom von 26000 als auch von 15000 V. aus dem Transformator entnommen werden kann. Infolgedessen hat jeder Transformator drei Klemmen für den Anschluss des Maschinenstromes und sechs Klemmen für die Abnahme des Hochspannungsstromes.

---

solange nur ein Druckrohr von 3,3 m Dm., also 8,55 qm Querschnitt verlegt ist, dem Verfasser am besten zu entsprechen schien. Will man sechs Turbinen, also 8100 PS_e als installierte Leistung gelten lassen, so ist die Umrechnung leicht durchgeführt.

[6]) Auf Taf. XLIII, Fig 3 sieht man die Eingangstür in die Werkstatt.

[7]) Geliefert von Neyret-Brenier et Cie., Grenoble.

[8]) Die elektrische Einrichtung ist von Brown, Boveri & Co. in Baden (Schweiz) geliefert.

Alle Maschinenkabel werden in einem **Kabelkanal** von 1,30 m Breite und 3,0 m Höhe zum Schaltraum geführt. Im ganzen stehen für den Schaltraum in allen 3 Etagen rd. 300,5 qm, d. h. pro 100 install. Turbinen-PS_e 4,3 qm oder, wenn man auch die sechste Maschine, für welche der Platz vorgesehen ist, mit berücksichtigt, 3,7 qm zur Verfügung.

In Höhe des Maschinenflurs befindet sich das Schaltbrett für die Maschinen. In Höhe der ersten Etage an der Bedienungsbrücke das Hauptschaltbrett. Die Hochspannungsleitungen werden in einem kleinen giebelartigen Aufbau aus dem Schaltraum herausgeführt und zwar durch Öffnungen, welche durch glasierte Tonrohre ausgefuttert sind. Jeder Draht ist ausserdem noch an der Ausführungsstelle durch ein dickes Glasrohr umhüllt. Ein zweiter Satz Blitzableiter ist auf dem ersten Doppelmast vor der Zentrale aufgestellt (Taf. XLIII, Fig. 3).

Wie bereits im Eingang erwähnt, ist der Strom im wesentlichen für das Industriegebiet in den Tälern der Morge und der Fure bestimmt. Die Hauptorte dieses industriellen Gebietes sind: Moirans, Voiron, Rives, Charavines, Penage und Fures. Die Entfernung zwischen Voiron im Tal der Morge und dem Krafthause beträgt 41 km, diejenige zwischen Rives, dem Zentrum des Industriegebietes der Fure und dem Krafthause etwa 42 km. Bis Moirans waren 1904 zwei Leitungen von je drei Drähten (7,0 mm Dm.) verlegt. Da die Société Grenobloise de Force et Lumière (vergl. § 23) das gleiche Gebiet versorgt und zwar auf Grund von Konzessionen, welche sie von den Gemeinden erlangt hatte, haben sich die beiden Gesellschaften vertraglich dahin verständigt, ihre Leitungen auf gemeinsamen Gittermasten zu verlegen. Eine Abb. der Fernleitung findet sich auf Taf. LXXXIII, Fig. 1.

Die normale Entfernung der Gittermasten beträgt 60,0 m und sie sind stark genug, um 20 Drähte tragen zu können. Die Gesamthöhe eines Mastes ist 13,6 m, die Höhe bis zur Unterkante des Fangrahmens 8,0 m (vergl. Kap. III, 7. Fernleitungen). Die Isolatoren sind mittelst eiserner Stützen auf eichenen Querträgern befestigt und so gestellt, dass die drei Drähte einer Leitung durch die Spitzen eines gleichseitigen Dreiecks von 0,70 m Seitenlänge gehen. Von Moirans an sind die Linien auf Holzmasten von 12,0 m Höhe montiert, welche 1,75 m tief in den Boden gesteckt sind. Der niedrigste Draht ist überall noch 7,50 m über dem Boden. Die eisernen Fangrahmen an den Masten sollen verhindern, dass ein gebrochener Draht zur Erde fallen kann. Man hatte ursprünglich diese eisernen Rahmen, welche durch Schellen an den Holzmasten befestigt sind, geerdet, hat aber im Laufe der Ausführung die Erdung wieder aufgehoben.

Da die Leitungen der beiden oben erwähnten Gesellschaften bis Moirans dieselbe Spannung haben, so hat man daselbst die Einrichtung getroffen, dass die Leitungen zusammen geschaltet werden können, damit die eine Gesellschaft für den Fall eines die Stromlieferung unterbrechenden Unfalles in ihren Anlagen den Strom aushilfsweise von der anderen beziehen kann.

Wie aus den im Eingang gegebenen Mitteilungen hervorgeht, wird der Strom im wesentlichen an Industrielle abgegeben, welche Mitglieder des Syndikates sind. Für 57 Abonnenten waren 1904 Transformatoren aufgestellt und ausserdem 11 Unterstationen von 500, 300 und 150 K.V.A. eingerichtet. Die bei den Abnehmern aufgestellten Transformatoren haben 80, 50 oder 100 K.V.A.-Leistungsfähigkeit. Der Strom wird je nach dem Verwendungszwecke auf 2000 oder auf 1000 V. transformiert. Für Lichtabnehmer findet eine Transformierung auf 120 V. statt. Industrielle, welche den Strom mit einer anderen Spannung als 2000 oder 1000 V. verwenden wollen, transformieren sich den Strom selbst nach ihren Wünschen.

Bei der Berechnung der Fernleitung ist angenommen, dass nach Moirans 3500 KW mit einem Spannungsabfall von 7% zu übertragen sind. Das Gesamtfernleitungsnetz hatte 1904 eine Länge von rd. 67,5 km, das Verteilungsnetz von rd. 23,0 km. Für das letztere ist ein Energieverlust von 10% bei der Berechnung zugrunde gelegt.

Bezüglich der Anlagekosten ist bereits in Tabelle I, S. 242/243 Mitteilung gemacht. Erwähnt sei nur noch, dass Fernleitungs- und Verteilungsnetz einschliesslich

der Transformatoren 860 864 Frs. gekostet hat. Die Gesamtkosten, einschliesslich Geldbeschaffung etc., haben 5 123 000 Frs. betragen.

Nach dem Geschäftsbericht für das Jahr 1903 hatte sich die monatliche Einnahme bereits so entwickelt, dass für das Jahr 1904 auf eine Einnahme von 527 000 Frs. für 3738 angeschlossene elektrische PS_e gerechnet werden konnte. Danach würde auf die PS_e und Jahr durchschnittlich rd. 141,0 Frs. Einnahme entfallen (vergl. S. 532 und die Angaben S. 337 und 338).

---

§ 27. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Ontario Power Company of Niagara-Falls. Hierzu Taf. XLIV [1]).

Die genannte Gesellschaft hat eine Anlage für 205 000 PS_e projektiert und z. T. schon zur Ausführung gebracht, die wohl, was Gesamtgrösse und die Abmessungen der einzelnen Bauteile betrifft, zurzeit (1906) noch zu den grossartigsten der Welt rechnen dürfte.

Aufwärts der Niagarafälle bildet der Fluss die Dufferin-Inseln (Taf. XLIV, Fig. 1 und 3). An dieser Stelle ist durch Errichtung eines mächtigen Dammes aus armiertem Beton von 235,0 m Länge ein grosses **Becken** gebildet, in welches hinein das Wasser des Niagaraflusses durch 25 Öffnungen eines Regulierungswerkes gelangen kann. Jede Öffnung hat 6,1 m Breite und 1,83 m Höhe und kann durch eine Schütze verschlossen werden. Das Regulierungswerk ist unter etwa 45° schräg zur Stromrichtung gestellt, um das im Flusse sehr reichlich auftretende Triebeis abzulenken und in den Strom zurückzuführen. Vor dem Regulierungswerk ist eine **Grundschwelle** errichtet, welche den Kies und Sand von den Einlasschützen nach Möglichkeit abweisen soll. Das Wasser des Niagaraflusses führt verhältnismässig wenig Sinkstoffe, da der Eriesee als wirksames Ablagerungsbecken dient. Der flusseitige Damm aus armiertem Beton ist an der Krone etwa 1,37 m, am Fusse etwa 3,5 m stark. Die Höhe des Dammes beträgt im Becken von der Sohle bis zur Krone rd. 4,3 m, an der nach dem Fluss zugekehrten Seite gemessen rd. 2,9 m (Taf. XLIV, Fig. 2 und Abb. 124). Die landseitige Uferbegrenzung des äusseren Beckens ist so geführt, dass sie mit dem am unteren Ende des äusseren Beckens aufgestellten **Rechen** einen Winkel von ungefähr 166° einschliesst. Auf diese Weise soll das Eis, welches sich im Becken selber bildet, oder durch die Schützen hineingelangt sein sollte, an der Uferwand und dem Rechen entlang wirksam nach dem **Überlauf** hingeleitet werden. Letzterer ist am Ende des flusseitigen Betondammes angelegt. Der Rechen steht auf einer Sohlenerhebung, sodass sich verlängs desselben gegen die Sohle des äusseren Beckens ein scharfer Absatz bildet und die Ablagerungen nach den in der Überlaufmauer befindlichen **Grundschützen** gespült werden können. Die Lage des Rechens ist vom Gesichtspunkt der Beseitigung des Eises und der Ablagerungen sehr gut gewählt und es kommt demgegenüber der kleine Gefällverlust, welcher durch die Richtungsänderung der Wasserfäden am Rechen verursacht wird, nicht in Betracht. Das durch den Rechen fliessende Wasser tritt in das **innere Becken** ein, welches an seinem unteren Ende durch die **Druckkammer** begrenzt ist. Diese Druck-

---

[1]) Die Abbildungen und Tafelfiguren sind der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905 S. 2011 und f., Aufsatz von Albert Ungerer: „Deutsche Turbinen am Niagara“ entnommen.

kammer ist für die Ausmündung von drei **Druckrohren** von je 5,50 m innerem Dm., also 23,75 qm lichtem Querschnitt eingerichtet. Jede Druckrohrkammer kann durch eine als Hohlkörper ausgebildete eiserne Schützentafel von über 30,0 qm wasserbenetzter Fläche geschlossen werden. Diese Schützen laufen auf Rollen und ihr Gewicht ist durch Gegengewichte ausbalanciert. Der Antrieb erfolgt durch Elektromotoren.

Die Druckrohrleitung hat eine Länge von 1850,0 m (vergl. Taf. XLIV, Fig. 3). Drei Rohre sind imstande, $23{,}75 \times 5 \times 3 = 355{,}25$ cbm/sek. bei 5,0 m/sek. Geschwindigkeit den Turbinen zuzuführen. Zunächst (1904) wurde nur ein Rohr verlegt, welches aus besten Stahlblechen von 12 mm Dicke hergestellt ist. Es wurde mittelst Nietmaschinen in einzelnen Schüssen von 2,5 m Länge zusammengenietet, und die einzelnen Schüsse wurden durch Ringe aus ähnlich wie Eisenbahnschienen profilierten Walzträgern versteift (vergl. Kap. III, 4. Druckrohre und Taf. LVIII, Fig. 7). Zum Schutze und zur weiteren Versteifung des Rohres und um eine vollkommen sichere und gleichmässige Lagerung herbeizuführen, ist das Rohr in ein Betonbett von 46 cm Stärke an der Sohle, von 90 cm Stärke an den Seitenwänden und von 61 cm Stärke an der Decke eingebettet und dann mit Boden bedeckt. Infolgedessen waren Dilatations-Vorrichtungen nicht nötig. Das Rohr fällt von der Druckkammer bis zu der Stelle vor dem Krafthause, wo die Turbinenrohre abzweigen, um 8,5 m ab. Am Ende jedes Hauptrohrstranges ist ein offenes **Steigerohr** aus armiertem Beton vorgesehen, um die bei der grossen Geschwindigkeit zu befürchtenden Wasserschläge auf ein unschädliches Mass zu beschränken. Das aus dem Steigerohr austretende Wasser wird durch die Überfallrohre in einen Tunnel geführt, welcher direkt in den Niagarafluss mündet.

Das **Krafthaus** ist in die Schlucht des Niagaraflusses unterhalb des kanadischen Horseshoe-Falles eingebaut. Das Ende des Druckrohres liegt parallel zu der Achse des



Abb. 124. Der Bau des äusseren Beckens.

Krafthauses auf dem oberen Uferrande (Taf. XLIV, Fig. 4 und 5). Von jedem Hauptrohrstrang sollen 6 **Zweigrohre** von je 2,745 m innerem Dm. zu den 6 Hauptturbinen führen und ausserdem 2 × 2 Rohre von 760 mm Dm. für die Erregerturbinen verlegt werden. Die bereits verlegten Zweigrohre liegen paarweise in einem Tunnel, welcher unter dem Hauptdruckrohr als vertikaler Schacht abfällt und etwa in der Höhe des Maschinenflures in einen sanft geneigten Tunnel übergeht. Die ursprüngliche Absicht, diese Tunnel unter 45° zur Vertikalen zu bohren, musste wegen der hierfür ungünstigen Schichtung des Gebirges aufgegeben werden.

Jede **Turbine** leistet normal je 11 340 PS_e bei 53,4 m Nutzgefälle und etwa 20 cbm/sek. Wasserverbrauch und macht 187,5 Uml./Min. Es sind Zwillingsspiralturbinen. Jedem Spiralgehäuse einer Turbine wird das Wasser durch eines der zwei Turbinenrohre von unten zugeführt, in welches sich jedes Zweigrohr gabelt. Beide Spiralgehäuse giessen axial nach innen in ein gemeinsames Saugrohr von 3050 mm Dm. aus, sodass sich bei gleichmässiger Beaufschlagung beider Turbinenhälften axialer Druck auf die Welle nicht äussern kann. Diese Turbinen[2]) waren zurzeit ihrer Bestellung (am 1. Oktober 1903) die grössten Einheiten der Welt (vergl. S. 8), dürften aber heute (1906) bereits, u. a. von den Turbinen der Toronto and Niagara Power Co. (vergl. S. 548) um 1000 PS_e, übertroffen sein. An jedem Zweigrohr ist zur weiteren Vermeidung starker Wasserschläge ein **Sicherheitsventil** angebracht, welches so reguliert ist, dass es sich bei Erhöhung des Druckes über ein gewisses Mass hinaus öffnet und Wasser in den Turbinenkanal entweichen lässt. Das Sicherheitsventil, bestehend aus einem Kolbenschieber, wird durch Drucköl mehr oder weniger geöffnet, sobald der Druck in der Rohrleitung über ein gewisses Mass steigt und geht in die Schlusstellung langsam zurück, sobald der Druck sinkt (vergl. Kap. III, 5. Turbinen und Taf. LXXIV, Fig. 1—3). Das gemeinschaftliche Saugrohr jeder Zwillingsturbine ist in dem Betonkörper des Maschinenfundamentes ausgebildet und mündet in den Turbinenkanal. Für jede Zwillingsturbine ist ein besonderer **Turbinenkanal** angelegt, in welchem durch eine Überfallmauer das Wasser stets so hoch gehalten wird, dass die für den Betrieb erforderliche Eintauchung erhalten bleibt (Taf. XLIV, Fig. 6). Im Frühjahr 1904 waren 3 Turbinen bereits angeliefert, wegen Verzögerung in der Lieferung der Generatoren konnten aber erst im Oktober 1905 die Abnahmeversuche stattfinden, wobei die garantierten Nutzeffekte mehr als erreicht worden sein sollen.

Jede Turbine ist mittelst Scheibenkuppelung mit einem **Dreiphasendrehstrom-Generator**[3]) verbunden, welcher den Strom mit 12 000 Volt und 25 Per./sek. abgibt.

Mit Rücksicht auf die Schwierigkeit, in der Schlucht des Niagaraflusses Platz zu schaffen, wurde an das Krafthaus zur Unterbringung der für die Maschinenregulierung selbst erforderlichen **Schaltanlage** nur ein verhältnismässig kleiner Anbau gemacht, während für die grosse **Verteilungsschaltanlage** ein besonderes Gebäude auf der Höhe des Uferrandes errichtet worden ist, zu welchem die Kabel in einem besonderen **Kabelkanal** emporgeführt wurden (Taf. XLIV, Fig. 4 und 5).

---

[2]) Geliefert von J. M. Voith in Heidenheim a. d. Brenz.

[3]) Geliefert von der Westinghouse Company.

§ 28. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Niagara Falls Power Company[1]).

Durch die Ausdehnung der Stadt Niagara Falls waren bereits im Jahre 1890 die Grund- und Bodenpreise so gestiegen, dass an die Anlegung eines zweiten Kanals ähnlich dem in § 29 zu beschreibenden Kanal (Taf. XLIV, Fig. 7) schon nicht mehr gedacht werden konnte. Es musste deshalb die im Jahre 1890 gegründete Cataract Construction Company — welche eine Konzession für 125000 PS_e auf amerikanischer Seite erworben hatte, um diese Kraft nach der 32 km entfernten Stadt Buffalo zu übertragen — auf eine andere Lösung bedacht sein. Sie veranlasste im Jahre 1891 einen internationalen Wettbewerb zur Erlangung von Projekten, wobei sie für den wasserbaulichen Teil als Programm aufstellte, dass das Wasser durch einen kurzen Oberwasserkanal dem Krafthause zugeführt und in einem Tunnel in das Unterwasser des Flusses geleitet werden sollte[2]). Im Jahre 1903 war bereits das Krafthaus I ausreichend für 10 Einheiten zu je 5040 PS_e, erbaut, und später ist dann noch das Krafthaus II, ausreichend für 11 Einheiten à 5500 PS_e, hinzugekommen (Abb. 125). Zum Zwecke der Betriebsübernahme wurde die Niagara Falls Power Company gegründet.

Der kurze **Werkkanal**, durch welchen das Wasser den in der Nähe des Flussufers errichteten Krafthäusern zugeführt wird, liegt bei a auf Taf. XLIV, Fig. 7. Direkt aus dem Werkkanal zweigen die einzelnen **Druckkammern** ab, welche durch Schützen abschliessbar sind und von denen schwimmende Körper durch **Rechen** abgehalten werden (Abb. 126). Aus jeder Druckkammer mündet ein **Druckrohr** aus von 2,29 m innerem Dm., dessen in Beton hergestellte Ausmündung konisch erweitert ist, sodass das Wasser ruhig und ohne Wirbelbildung einfliessen kann.

Die für das erste Krafthaus aufgestellten 10 Turbinen stehen in einem 4,877 m breiten, in den Felsen eingesprengten Schacht. Es sind **Doppel-Fourneyron-Turbinen**[3]), welche bei 41,4 m Druckgefälle und 250 Uml./Min. je 5040 PS_e liefern (Abb. 127). Die Turbinen sind ca. 12,20 m von Achse zu Achse entfernt.

Der Eintritts-Dm. der Laufräder beträgt 1600 mm, ihre freie Breite 276 mm. Die Regulierung geschieht selbstwirkend durch Vermittelung von zwei äusseren Ringschiebern. Leit- und Laufräder sind aus Bronze und durch ebene Zwischenböden in drei Etagen geteilt. Ein Teil des grossen Gewichtes der vertikalen Welle und der oben aufsitzenden Dynamomaschine wird von dem Wasserdruck auf den oberen Laufradteller, der Rest in 10 Kämmen eines Spurlagers aufgenommen. Die Welle besteht aus geschweissten Stahlröhren von 965 mm Dm. und 8 mm Wandstärke, die an zwei Stellen zum Zweck der Lagerung von massiven Stahlwellen von 280 mm Dm. unterbrochen werden.

Das aus den Turbinen austretende Betriebswasser wird in einem 2150,0 m langen Tunnel von 31,2 qm Querschnitt dem Niagaraflusse wieder zugeführt. Um die Kosten dieses Tunnels möglichst einzuschränken, gab man ihm ein Gefälle von 7‰. Die Geschwindigkeit des durchströmenden Wassers beträgt 8,35 m/sek., wenn die 21 Einheiten der beiden Krafthäuser im Betriebe sind und zur Leistung von etwa 110000 PS_e rd. 260,5 cbm/sek. zum Abfluss kommen. Da bei der beschriebenen Anordnung mit Fourneyron-Turbinen, wie erwähnt, nur 41,4 m Druckhöhe ausgenützt wurden, wählte man für das zweite

[1]) Die Abbildungen sind dem Buche von Wilhelm Wagenbach: Turbinenanlagen, Berlin 1905, S. 50 und ff. entnommen. Wegen der sekl. Wassermengen und des Gefälles der Niagara Falls vergl. S. 548.

[2]) Vergl. Béla Szüts, Zeitschr. d. V. deutscher Ing. 1892, S. 39 und Riedler, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 1219.

[3]) Die Turbinen sind von Faesch & Piccard, Genf (später Piccard & Pictet), entworfen und von J. P. Morris, Philadelphia, ausgeführt (vergl. S. 8).

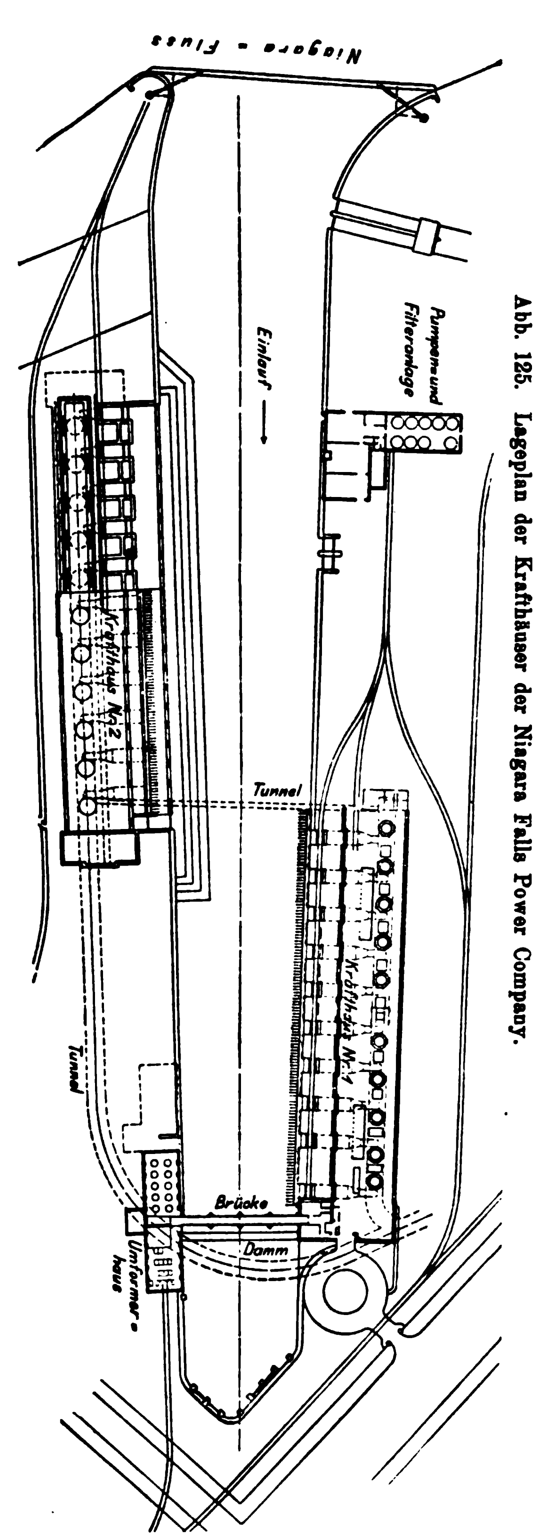
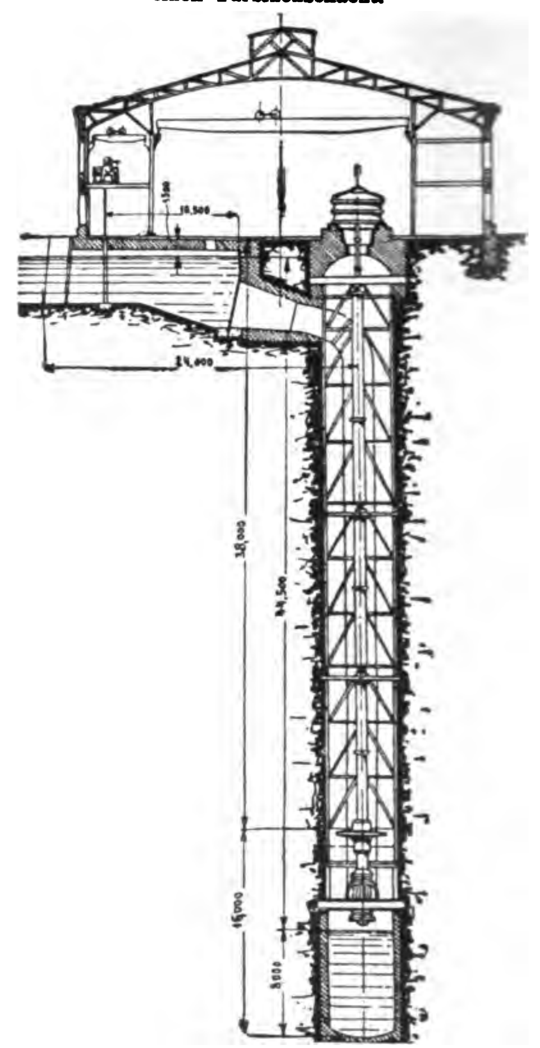


Abb. 125. Lageplan der Krafthäuser der Niagara Falls Power Company.

Abb. 126. Querschnitt durch das Krafthaus und einen Turbinenschacht.



Krafthaus, dessen Gesamtanordnung in allen wesentlichen Teilen im übrigen die gleiche ist wie beim Krafthause I, **Francis-Gehäuse-Turbinen**[4]) mit je zwei Saugrohren und einem Laufrad-Dm. von 1600 mm. Die Breite des Turbinenschachtes beträgt auch für Krafthaus II 4,877 m. Die Saugrohre liegen in den Seitenwandungen und sind in Beton und Eisen hergestellt. Jede Turbine leistet 5500 PS_e bei 250 Uml./Min.

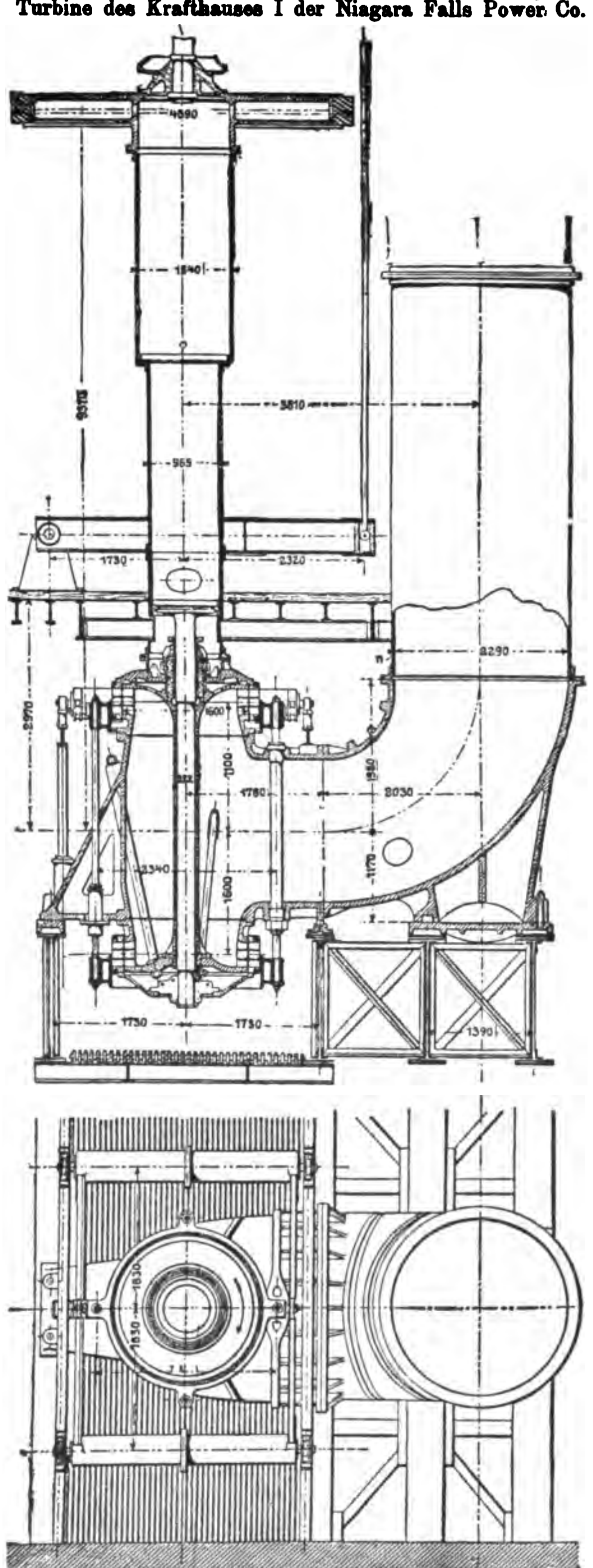
Das Gewicht der rotierenden Teile beträgt 71000 kg, wovon durch einen im Deckel des Turbinengehäuses eingebauten Entlastungskolben von 1500 mm Dm. 66000 kg aufgenommen werden, während der Rest von 5000 kg auf ein wassergekühltes

[4]) Die Turbinen sind nach Konstruktionszeichnungen der Firma Escher, Wyss & Co. in Zürich gebaut und zwar die Laufräder und Regulatoren in Zürich und die übrigen Teile in Amerika.

Ringspurlager normaler Konstruktion entfällt. Eine Gesamtanordnung der Turbinen des Krafthauses II und ihre Regulierung sind auf Taf. LXIV, Fig. 3—7 dargestellt (vergl. auch Kap. III. 5. Turbinen).

So grossartig und interessant diese Anlagen auch sind, so stellen sie doch nur einen Notbehelf dar, zu dem man greifen musste, weil der Grunderwerb für einen offenen Kanal nach dem Muster der Niagara Falls Hydraulic Power and Manufacturing Company (§ 29, S. 549) nicht mehr möglich war. Die langen vertikalen Wellen, die Aufstellung in den tiefen Schächten und die Lagerung derselben auf Eisenkonstruktionen, welche in den Seitenwänden der Schächte eingelassen sind, hatten eine ganze Reihe von Übelständen im Gefolge, welche die Unterhaltungskosten des Werkes erheblich erhöhen. Bei den in jeder Turbine zur Wirkung kommenden grossen Kräften ist eine starke Vibration aller metallischen Teile nicht zu vermeiden, welche aber bei der besprochenen Anlage um so bemerkbarer wird, weil eine ausreichend starke Lagerung der Turbinen fehlt. Deshalb sind für die Anlage der **Canadian Niagara Falls Power Company** (vergl. den Lageplan Taf. XLIV, Fig. 3), welche ebenfalls von der Cataract Construction Co. herrührt und deren Gesamtanordnung im übrigen ungefähr die gleiche ist, wie die beschriebene, steifere und stärkere Eisenkonstruktionen zur Unterstützung von Turbinen und Druckrohren gewählt. Eine Darstellung von diesbezüglichen Einzelheiten findet sich auf Taf. LXIII, Fig. 5 und 6. Von den 10 Turbineneinheiten, welche im Krafthause der Canadian Niagara Falls Power Company zur Aufstellung gelangen sollen, waren 1904 die ersten drei aufgestellt[5]). Jede Turbine kann 10000 PS_e bei 250 Uml./Min. entwickeln.

Abb. 127. Grundriss und Querschnitt einer Fourneyron-Turbine des Krafthauses I der Niagara Falls Power Co.



[5]) Geliefert von Escher, Wyss & Co. in Zürich.

Die Turbinen sind Doppelfrancisturbinen in geschlossenen, zylindrischen Stahlgehäusen. Die Regulierung geschieht durch zwei gegenläufige Spaltschieber aus Bronze, welche von einem ähnlichen hydraulischen Regulator beherrscht werden, wie die Turbinen des Krafthauses II. Zur Entlastung dienen der untere volle Laufradteller von 1625 mm Dm. und ein Entlastungskolben von 1170 mm Dm. Der Rest des Druckes wird durch ein Ringspurlager aufgenommen, dessen Laufflächen durch Pressöl von 25 Atm. entlastet sind. Ein Querschnitt und ein Längsschnitt der Gesamtanordnung der Turbinen und Druckrohre ist auf Taf. LXIV, Fig. 1 und 2 dargestellt (vergl. auch Kap. III, 5. Turbinen).

Erwähnt sei noch in diesem Zusammenhange, dass an der kanadischen Seite der Niagara-Fälle im Jahre 1904 die **Toronto and Niagara Power Co.** mit dem Bau eines grösseren Wasserkraft-Elektrizitätswerkes mit 11 Einheiten zu je **12500 PS$_e$** begonnen hat[6]). Bei dieser Anlage ist man bezüglich der Lagerung der Turbinen noch einen Schritt weiter gegangen und hat, um starke Vibrationen der Turbinengehäuse und Druckrohre zu vermeiden, den **Turbinenkanal** unter dem Krafthause in zwei Arme geteilt und zwischen diese die Turbinen direkt auf die Felssohle gesetzt. Die Zwischenlager der Turbinenwellen und der Druckrohre sind nicht auf eisernen Trägern, sondern auf starken Gewölben gestützt.

---

§ 29. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Niagara Falls Hydraulic Power and Manufacturing Company.

Hierzu Taf. XLIV, Fig. 7—9[1]).

Die sekl. Wassermenge der berühmten Niagarafälle, welche der Niagarafluss in der Mitte seines Weges zwischen dem Erie- und dem Ontario-See bildet, wird bei N.W. auf 7000 cbm, bei M.W. auf 11000 cbm geschätzt. Die Fallhöhe beträgt rd. 50,0 m. Mit den Stromschnellen des Niagaraflusses oberhalb Niagara Falls ergibt sich ein Gesamtgefälle von 62,0 m bis 66,0 m. Die Höhendifferenz zwischen den Wasserspiegeln des Erie- und Ontario-See beträgt rd. 100,0 m. Durch die Felseninsel Goat Island wird der Niagara in zwei Teile geteilt. Der grössere Fall, welcher wegen seiner Form auch der Horseshoe-Fall genannt wird, liegt auf der kanadischen Seite.

Von den durch die Natur an den Niagara Falls selbst gebotenen rd. 4500000 fast ständig verfügbaren Nutz-PS$_e$ sind etwa 10% für industrielle Zwecke bereits freigegeben. Mehr zu entnehmen wird hoffentlich nicht gestattet, damit das wundervolle Naturschauspiel der Niagarafälle merkbar nicht beeinträchtigt wird.

Von den an und in der Nähe des Niagara-Falls bestehenden sechs grossen Anlagen[2]) hat die Niagara Falls Hydraulic Power and Manufacturing Company die älteste Geschichte. Schon im Jahre 1842 fasste August Porter, als Eigentümer grosser Landstrecken auf dem Gebiete, wo jetzt die neueren Teile der Stadt Niagara-Falls erbaut sind, den Plan, aus dem Niagara Fluss oberhalb der Stromschnellen auf amerikanischer Seite einen 1,2 km langen Kanal abzuzweigen und nach dem unteren Teile des Niagaraflusses zu führen, welcher hier in einer tiefen Schlucht von 300,0 m Breite dem

---

[6]) Eng. Record 1904, I, S. 180.

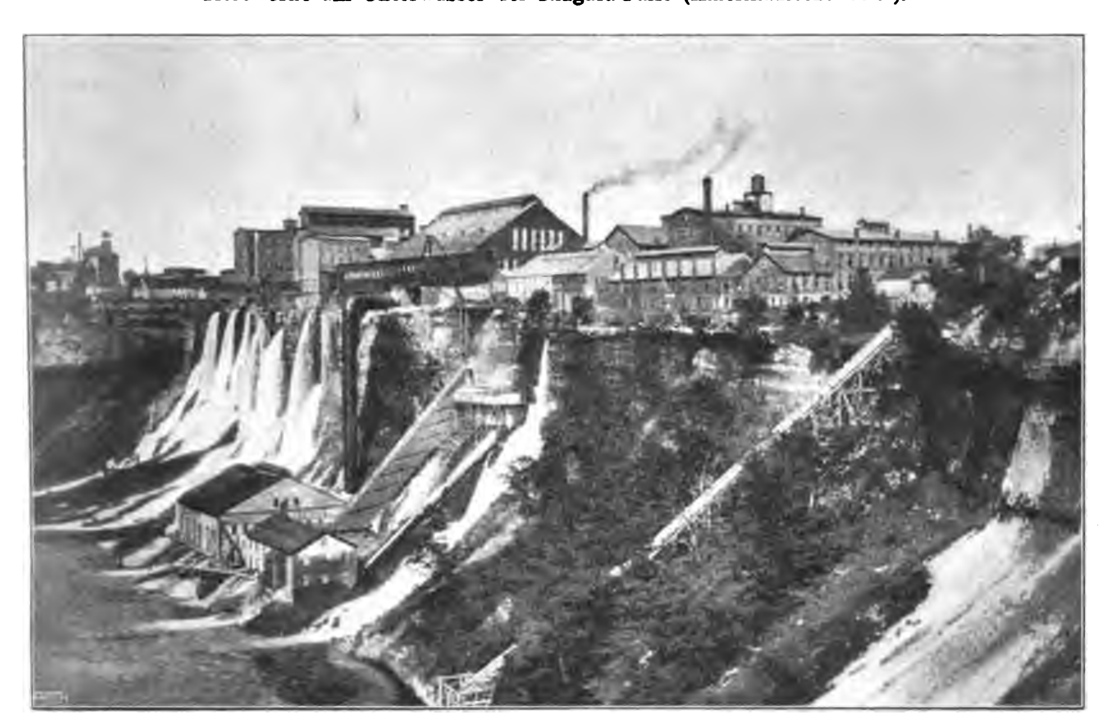
[1]) Die Abbildungen und die Tafelfiguren sind der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900. S. 346, Bericht von A. Scheufelen, entnommen.

[2]) Erwähnt wurde in den §§ 27 und 28 noch nicht die Hamilton Cataract Co. mit rd. 45000 PS$_e$, vergl. S. 15 u. S. 611, sowie Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 2009 u. ff. Albert Ungerer: Deutsche Turbinen am Niagara.

Ontario-See zuströmt. Aber erst im Jahre 1858 wurde der Kanal in geringer Breite und mit 2,4 m Tiefe hergestellt und die Entnahme von Triebwasser für Mühlen und ähnliche gewerbliche Anlagen verpachtet. Im Jahre 1877 wurde die in der Überschrift genannte Gesellschaft gegründet[3]) und diese erweiterte den Kanal auf rd. 30,0 m Breite, vertiefte ihn auf 4,3 m und legte am Ufer 56,0 m über dem Fluss ein grösseres Verteilungsbecken an. Durch den Kanal können ca. 130 cbm/sek. bei einer Geschwindigkeit von rd. 1,0 m geführt werden, womit rd. 73000 Nutz-PS_e zu erzielen sind.

Der Niagara-Fluss ist an der Stelle, wo der Kanal abmündet, 1600,0 m breit. Die Gesellschaft begnügte sich zunächst auch noch damit, das Triebwasser an Müllereien etc. zu verpachten, welche ihrerseits für die Aufstellung der Turbinen und die Einrichtung

Abb. 128. Das neue Krafthaus der Niagara Falls Hydraulic Power and Manufacturing Co. und die alten Triebwerke am Unterwasser der Niagara-Fälle (Amerikanische Seite).



ihrer Fabrikationsanlagen selbst zu sorgen hatten. Es wurden die Turbinen meistens in mehr oder weniger tief in den Felsen eingearbeiteten Schächten mit senkrechten Wellen aufgestellt und das Betriebswasser liess man frei über die Felswand des Ufers in den Fluss hinabstürzen (Abb. 128). Im Jahre 1895 soll daselbst zum ersten Male eine Turbine mit wagerechter Welle von 600 PS_e aufgestellt sein, welche ihre Energie durch Hanfseile nach der 20,0 m höher stehenden Dynamo für eine elektrische Kraftverteilung abgab. Aber erst in den Jahren 1895—96 wurde der erste Ausbau der grossen hydroelektrischen Anlage vollendet, welche hier kurz beschrieben werden soll.

Um das Gefälle möglichst vollkommen ausnützen zu können war es nötig, das Krafthaus in die Schlucht selbst hineinzulegen. Die hierfür erforderliche Grundfläche

---

[3]) Gründer war ein Deutsch-Amerikaner, der aus Kirchheim in Württemberg stammende Grossindustrielle Jakob Schoellkopf in Buffalo, welcher den alten Kanal mit allen Rechten für 73000 Dollars kaufte.

musste aber erst durch Absprengen der senkrechten Felswand gewonnen werden. Es wurden dann von dem **Verteilungsbecken** zwei Stichkanäle abgezweigt und zu einem hart an der Felswand angelegten **Vorbecken** geführt (Taf. XLIV, Fig. 7—9). Die Mauer, welche das Vorbecken flusseitig begrenzt, ist an mehreren Stellen mit Überläufen und Eisschützen versehen, durch welche der Überschuss an Wasser und das sich im Wasser reichlich bildende Eis abgeführt werden können.

Nach dem Projekt für den ersten Ausbau sollten aus dem Vorbecken zunächst drei Druckrohrleitungen ausmünden, welche am oberen Ende 2,4, im Krafthause selbst 3,0 m lichten Durchmesser haben sollten. Jedes Druckrohr kann ca. 13,3 cbm/sek. führen bei einer Geschwindigkeit am oberen Ende von 2,95 m und am unteren von ca. 1,88 m. Jede **Druckkammer** ist für sich mit zwei Schützen abschliessbar und der **Rechen** ist hinter diesen Schützen in der Druckkammer selbst aufgestellt, so dass auch der Rechen bei Schliessung der Schützen trocken gelegt werden kann. Die Entlüftung jedes Druckrohrs erfolgt durch die Druckkammer selbst, und es kann auch bei Entleerung des Druckrohres durch die Druckkammer Luft in dasselbe eintreten. Am unteren Ende jedes Druckrohres ist ein Windkessel mit Sicherheitsventil eingebaut, um die Wasserschläge auf ein unschädliches Mass einzuschränken. Das zuerst verlegte Druckrohr hat vier Verteilungsstutzen von je 1,5 m Dm. für vier Turbinen von je 2000 PS_e. Es ist aus Siemens-Martin-Stahl hergestellt und in einzelnen Schüssen, welche ofenrohrartig ineinandergesteckt sind, zusammengenietet. Die Blechstärke wächst von 8 mm oben bis 25 mm unten. **Die Turbinen**[4]) sind Zwillings-Spiralgehäuse-Turbinen mit horizontaler Welle, 250 Uml./Min. und je zwei Leit- und Laufrädern, welche axial in zwei getrennte Saugrohre ausgiessen. Jede Turbine ist mit einem Lombard-Water-Wheel-Regulator ausgerüstet. Die Welle jeder der zuerst aufgestellten Turbinen ist auf jeder Seite mit einer **Gleichstromdynamo** von 560 KW gekuppelt.

Der Flur des 30,5 m breiten **Krafthauses** liegt hochwasserfrei. Es war infolgedessen nötig, um die erforderliche Eintauchtiefe der Saugrohre in das Wasser des Turbinenkanals bei N.W. sicher zu stellen, denselben am unteren Ende mit einer Überfallmauer abzuschliessen, über welche das Betriebswasser dann in den Fluss abstürzt. Das Krafthaus wurde beim ersten Ausbau in einer Länge von 36,6 m für drei Reihen von je vier Turbinen, also zusammen für rd. 24000 PS_e angelegt. Es soll inzwischen um seine ganze Länge vergrössert, und mit weiteren fünf horizontalachsigen Doppelturbinen von je 2500 PS_e der Jonval-Geyelin-Type[5]) mit 257 Uml./Min. ausgerüstet sein. Der Dm. der neuen Druckrohre ist auf 3,45 m vergrössert.

Die in dem Krafthause erzeugte Energie wird zum Teil in den in der Nähe befindlichen Mühlen, Papierfabriken und besonders in der oberhalb des Krafthauses erbauten Aluminiumfabrik verwendet, zum Teil zum Betriebe von Strassenbahnen, zur Beleuchtung und für andere industrielle Zwecke auf grössere Entfernungen übertragen.

Das in Abb. 128 neben dem Krafthause sichtbare Gebäude enthält eine Holzschleiferei, welche auch von dem Gründer der Manufacturing Co. errichtet wurde. Es ist die erste in der Niagaraschlucht selbst angelegte Fabrikanlage, bei welcher eine rationelle Ausnützung des Druckgefälles ermöglicht wurde. Das Holz wird oben geschält und gespalten und geht dann in dem Aufzug auf schiefer Ebene hinab zur Schleiferei, um als fertiger Holzstoff wieder zur Papierfabrik in demselben Aufzug hinaufbefördert zu werden.

Von allen an den Niagarafällen ausgebauten Wasserkräften ist die in diesem § beschriebene Anlage die einfachste und zugleich diejenige, welche, was den baulichen Teil betrifft, die wirksamste Ausnützung des vorhandenen Gefälles gestattet.

---

[4]) Geliefert von James Leffel & Co. in Springfield.

[5]) Geliefert von R. D. Wood & Co., Philadelphia.

§ 30. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk in Sault St. Marie (Michigan) der Michigan Lake Superior Power Co.[1]).

Das Werk nützt das Gefälle der Soo-Stromschnellen aus, über welche sich das Wasser des Lake Superior in den St. Marys-Strom ergiesst, um in den Huron-See zu fliessen. Die Anlage ist insofern interessant, als sie wohl die **grösste sekl. Wassermenge** aufweist, welche bis jetzt in **einem** Werkkanal den Turbinen zugeführt wird. Die Wasserspiegeldifferenz zwischen dem Lake Superior und dem St. Marys-Strom beträgt im Jahresmittel 6,10 m. Die sekl. Wassermenge, welche dem Lake Superior zufliesst, soll zwischen 1400—3300 cbm/sek. schwanken. Von dieser ungeheuren Wassermenge hat die Michigan Lake Superior Power Co. das Recht **900 cbm/sek.** auszunützen. Schon im Jahre 1885 war auf amerikanischer Seite die Konzession zur Ausnützung dieser Wasserkräfte der Stromschnellen gegeben, aber erst viel später, in der zweiten Hälfte der neunziger Jahre, als schon anderswo grosse Erfolge mit der Fernleitung elektrischer Energie erzielt waren, konnten für den Ausbau der Wasserkraft im grossen Stile die Mittel gefunden werden. Sault St. Marie und seine Umgebung bot damals noch kein genügendes Absatzgebiet für die verfügbare Kraft, sondern man konnte nur darauf rechnen, durch das Angebot billigen Stromes neue Industrien heranzuziehen. Günstige Vorbedingen lagen hierfür insofern vor, als Eisenbahnanschlüsse leicht herzustellen waren und die Schiffahrt auf den grossen Seen billige Frachten gewährleistete.

Auf der kanadischen Seite wurde ein Bruchteil der in den Stromschnellen enthaltenen Kräfte bereits früher ausgenützt, besonders zur Kraftversorgung von Fabriken in unmittelbarer Nähe.

Die Michigan Lake Superior Power Company hat sich mit den Besitzern der alten kanadischen Werke zu einer Trustgesellschaft der Consolidated Lake Superior Co. verbunden, um die Kraftverteilung und die Entwickelung industrieller Unternehmungen gemeinsam zu betreiben.

Mit der Bauausführung des neuen Werkes ist im Jahre 1898 begonnen, und der Betrieb im Oktober 1902 aufgenommen worden. In der Konzession war vorgeschrieben, für die Schiffahrt auf amerikanischer Seite einen vorhandenen Kanal auszubauen und mit Schiffschleusen für die grössten, zwischen den Seen verkehrenden Dampfer zu versehen. Es war dem Konzessionär aber dafür auch das Recht verliehen, in dem amerikanischen Gebiet der Stadt Sault St. Marie (Michigan) einen Streifen von 122,0 m Breite für die Anlage eines Zuführungskanals zu erwerben und zu benutzen (Abb. 129). Das neue Stück des Schiffahrtskanals einschliesslich der Schleusen und Anlagestellen für Schiffe hat eine Länge von 900,0 m.

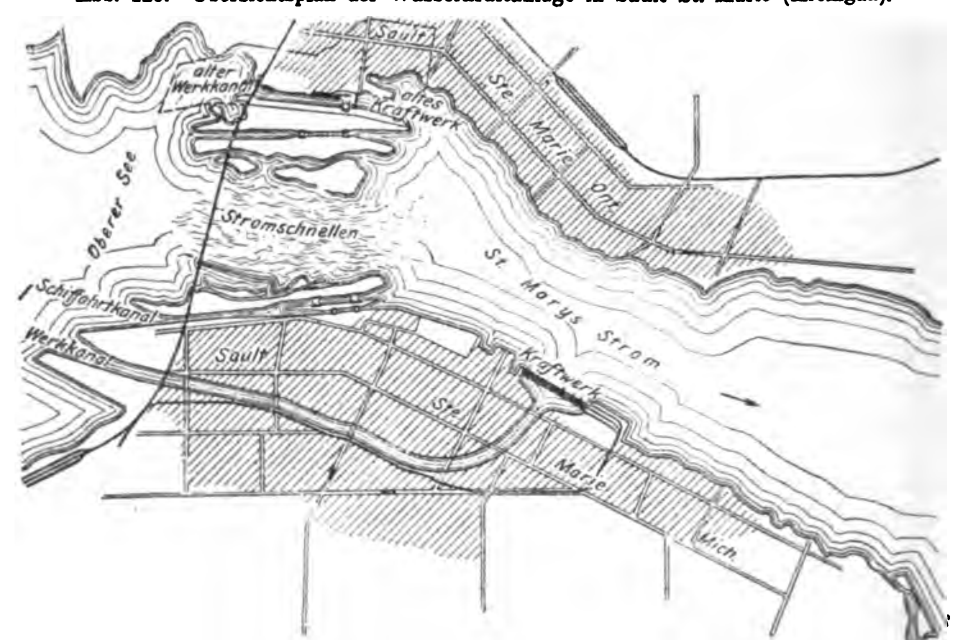
Die Sandsteinfelsen, welche die Stromschnellen bilden, setzen sich am rechten Ufer in einem Grat von 1,5 km Breite fort. Die Stromschnellen haben in Richtung der Stromachse gemessen eine Länge von 800,0 m. Der Fluss ist etwa 900,0 m breit.

Der **Werkkanal** erhielt eine Länge von ungefähr 3800,0 m. Bei seiner Ausmündung aus dem See hat er eine Breite von 290,0 m und verengert sich auf einer Strecke von etwa 400,0 m Länge allmählich auf 76,0 m, um sich auf der dann folgenden, ebenfalls 400,0 m langen Strecke zu einem Profil von 67,0 m Wasserspiegel-

[1]) Die Abbildungen sind der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903, S. 921 u. ff., Aufsatz von Kurt Meyer, entnommen, vergl. auch Electrical World and Engineer, 27. Sept. 1902, S. 483 und 8. Nov. 1902, S. 735.

breite zusammenzuziehen. Die mittlere Wassertiefe des Kanals beträgt 7,32 m, wenn ca. 800 cbm/sek. durch den Kanal fliessen. Beim Beginn des Normalprofils ist ein Regulierungswerk eingebaut, bestehend aus vier Schützenöffnungen von je **14,6 m** Breite zwischen gemauerten Pfeilern. Die eisernen Schützentafeln haben eine Höhe von 8,0 m. Vor dem Krafthause, welches unmittelbar am Flusse, etwa 1,0 km unterhalb der Stromschnellen liegt, erweitert sich der Kanal zu einem 427,0 m breiten **Vorbecken.** Der Baugrund für den Kanal besteht am Lake Superior aus angeschwemmtem Boden (Sand, Geröll und Kies), alsdann war der schon erwähnte ca. 1,5 km breite Sandsteingrat zu durchschneiden. Hierauf folgte Triebsand und Kies und schliesslich auf der letzten Strecke bis zum Kraftwerk kieshaltiger Lehmboden. Das Normalprofil des Kanals in Sandboden hat eine Sohlenbreite von 50,0 m und ungefähr einfache Böschungen. Der wasserberührte Querschnitt bei voller Füllung (7,5 m Wassertiefe) beträgt etwa

Abb. 129. Übersichtsplan der Wasserkraftanlage in Sault St. Marie (Michigan).



431,0 m qm. Etwas über dem normalen Wasserspiegel ist ein Bankett angelegt und dann folgt bis zur Terrainhöhe eine Trockenmauer aus Bruchsteinen. Das trapezförmige Normalprofil unterhalb des Banketts ist an den Stellen, wo härterer Lehm zu durchschneiden war, in ein halbelliptisches übergeführt mit derselben Wasserspiegelbreite, aber etwas grösserem Querschnitt. Die mittlere Wassergeschwindigkeit beträgt bei 900 cbm/sek. rd. 2,1 m/sek. Nimmt man in der Formel $v = c \cdot \sqrt{R \cdot J}$ den Beiwert c zu 70 an, so würde sich J zu 0,000126 oder rd. 1:8000 ergeben. Wo nicht solider Felsen die Kanalwandungen bildet, ist die wasserberührte Fläche des Kanalprofils mit Holzbohlen ausgekleidet, welche auf Querbalken befestigt sind. Letztere sind durch Pfähle im Boden verankert.

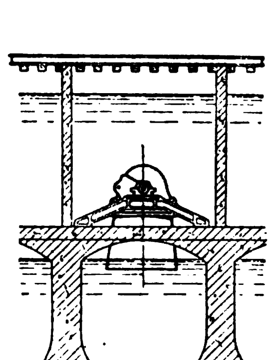
An sechs Stellen sind die Ufer des Kanals durch Brücken verbunden.

Vor den Turbinenkammern ist, einen grösseren Raum zwischen sich und den Kammern freilassend, ein Rechen aufgestellt, welcher sich oben gegen eine von Gitterböcken getragene Brücke stützt. Neben dem Krafthause befindet sich ein **Grundablass**

und ein **Überlauf** zur Regulierung des Wasserspiegels, Spülung des Beckens und zur Abführung des Eises.

Für das **Krafthaus** sind im ganzen 81 Turbineneinheiten vorgesehen. Das Krafthaus ist 417,5 m lang und 30,5 m breit. Es steht auf 12000 Pfählen von 15,0 m Länge und auf einer durchlaufenden 1,0 m starken Betonsohle, welche die auf gleicher Höhe abgeschnittenen Pfahlköpfe umschliesst. In dem Krafthaus sind 81 **Turbinenkammern** nebeneinander angelegt von je 4,5 m Breite, 6,0 m Höhe und 13,5 m Länge. Sie sind voneinander durch Wände aus armiertem Beton getrennt und nach dem Generatorenraum zu durch halbrunde Wände aus vernieteten Stahlblechen abgeschlossen (Abb. 130). Auch wegen dieser eigenartigen Konstruktion verdient die Anlage Erwähnung und Beachtung. Jede Turbinenkammer kann für sich durch Dammbalken vom Oberwasser getrennt und trocken gelegt werden. Jede Zwillingsturbine hat ihren eigenen **Turbinenkanal**, welcher direkt in den Fluss führt. Die 0,90 m starken Trennungswände der einzelnen Turbinenkanäle sind ebenso wie die Gewölbe

Abb. 130. Querschnitt und Längsschnitt durch eine Turbinenkammer der Anlage Sault St. Marie.



und die aufgehenden Wände des Krafthauses aus den beim Bau gewonnenen Bruchsteinen in Zementmörtel hergestellt. Über alle oben offenen Turbinenkammern hinweg läuft ein Geleise für fahrbare Pumpen, mit denen die Kammern trocken gelegt werden können und für einen fahrbaren Kran zum Herausheben der einzelnen Turbinenteile im Falle einer Reparatur. Über den Turbinenkammern und den Generatorensälen sind noch zwei 26,0 m breite und 380,0 m lange Obergeschosse angelegt, deren Decken auf eisernen Säulen und Trägern ruhen. Ein grösserer Teil des ersten Obergeschosses ist für eine Karbidfabrik der Union Carbide Co. eingerichtet. Das Dach besteht aus Fachwerkträgern und ist mit verzinktem Wellblech eingedeckt.

Es sind liegende **Francis-Schachtturbinen** [2]) von je 576 PS_e und 180 Uml./Min. zur Aufstellung gekommen. Die kleine Einheit bedeutet wohl eine Konzession an die damalige Leistungsfähigkeit der liefernden Fabrik. Heute dürften grössere Einheiten gewählt worden sein. Man hätte dadurch nicht allein die Anlagekosten des baulichen, motorischen und elektrischen Teils des Krafthauses verbilligen, sondern auch den Betrieb vereinfachen und billiger gestalten können. Jede Turbine verbraucht bei einem

[2]) Geliefert von der Webster Camp-Lane-Co. in Akron (Ohio).

Gefälle von 4,88 m und voller Belastung rd. 11,1 cbm/sek. Wasser, was einem Nutzeffekt von rd. 81 % entspricht. Die beiden zu einer Einheit gehörenden Doppel-Turbinen haben geschmiedete Wellen aus Siemens-Martin-Stahl, welche durch Scheibenkuppelung verbunden sind (Abb. 131). Die Turbinen werden von aussen radial beaufschlagt und je zwei Laufräder einer Turbine giessen axial nach innen in ein glockenförmiges Gehäuse aus, welches mit dem Saugrohr verbunden ist. Das Saugrohr ist nach unten konisch erweitert und hat am unteren Ende einen lichten Dm. von 3,6 m. In den Ablaufgehäusen ist die Welle gelagert und ausserdem noch in 3 nachstellbaren Lagern auf gusseisernen Böcken. Um die Belastung der Böcke auf die vertikalen Zwischenwände zu übertragen, sind die Füsse dieser Böcke gespreizt. Jedes Ablaufgehäuse ruht auf zwei 380 mm hohen I-Trägern, so dass die gewölbte Decke der Turbinenkammer nur den Wasserdruck aufzunehmen hat. Durch kräftige Zugstangen sind die Ablaufgehäuse und die Lagerböcke untereinander verbunden, um eine Verschiebung gegeneinander zu verhindern.



Abb. 131. Vierkränzige Francis-Doppelturbine der Anlage Sault St. Marie.



Jedes Laufrad hat 833 mm Dm. am Spalt und 16 doppelt gekrümmte Laufradschaufeln, welche mit der Nabe und dem Kranz aus einem Stück gegossen sind. Jedes Leitrad hat 10 Drehschaufeln, welche durch eine gemeinschaftliche Scheibe gleichmässig und gleichzeitig bewegt werden. Die Regulierung der Turbinen erfolgt durch Lombard-Servomotoren, deren Fliehkraftregler vom Schaltbrett aus durch Elektromotoren verstellt werden können.

Einer der vorhin erwähnten 3 Lagerböcke der Turbine befindet sich im Maschinenraum (Abb. 130) und trägt ein Handrad und Zahnradvorgelege, mit welchen die Steuerwelle auch von Hand bewegt werden kann, so dass der Maschinist in der Lage ist, von hier aus die Turbinen einzuschalten, zu steuern und abzustellen.

Die für die Karbidfabrik bestimmten Turbinen sind mit 400 KW **Einphasenstrom-Generatoren** [3]) von 90 Volt Spannung und 60 Per./sek. verbunden.

Zwei Turbineneinheiten sind mit Gleichstrom-Dynamos [3]) von 220 Volt Spannung und 400 KW-Leistung gekuppelt, welche den Strom zur Erregung aller Wechselstrommaschinen hergeben werden.

Im Jahre 1903 waren 6 weitere Turbinen mit **Drehstromgeneratoren** [4]) von 30 Per./sek. und 2400 Volt Spannung verbunden zur Erzeugung elektrischer Energie für Licht- und Kraftzwecke und es waren 4 Gleichstrom-Dynamos von 400 KW und 600 Volt für Strassenbahnzwecke in Auftrag gegeben.

Für die Fernleitung wurde der Strom 1903 von 2400 auf 15000 Volt mittelst 400 KW-Transformatoren in Ölgehäusen mit Wasserkühlung herauftransformiert.

---

[3]) Geliefert von der Westinghouse Electric and Manufacturing Co.

[4]) Geliefert von der Stanley-Electric Co.

Zum Bau des Schiffahrtskanals, des Werkkanals und des Krafthauses wurden 24 Lokomotiven, 350 Kippwagen und 8 Dampferdbagger gebraucht. Etwa 770000 cbm Gestein und 2300000 cbm Erde mussten gelöst und ausgehoben werden, welche, soweit sie nicht zu den Bauwerken selbst verwendet werden konnten, benutzt wurden, um ungefähr 1000 ha früher unter Wasser stehendes Land trocken zu legen. Zu den Grundbauten waren etwa 1000000 lfm. Pfähle, sowie 130000 cbm Beton erforderlich. Für die Aufbauten wurden 69000 cbm Sandstein-Mauerwerk, 27000 qm Sandsteinpflaster und 47000 cbm Zement verbraucht.

Die Kosten der Anlage — ohne das elektrische Fernleitungsnetz — waren zu rd. 4000000 Doll. veranschlagt. Rechnet man die zwei Erregereinheiten ab, so bleiben noch 45500 installierte PS_e und es entfallen auf die installierte Nutz-PS_e rd. 88 Doll. = rd. 374 Mk.

§ 31. Das Lech-Elektrizitätswerk Gersthofen bei Augsburg der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co.[1]) in Frankfurt a. M. Hierzu Taf. XLV[2]).

Das Elektrizitätswerk Gersthofen am Lech ist von der genannten Gesellschaft gebaut, um die industriereiche Stadt Augsburg und ihre Umgebung mit elektrischer Energie zu versorgen.

Die Konzession bezieht sich auf die Ausnützung der Wasserkräfte des Lech nördlich der Stadt Augsburg. Es liegt im Plan, sobald der Strombedarf die Ausgaben rechtfertigen wird, noch weitere Wasserkraftanlagen unterhalb der hier zu beschreibenden zu bauen.

Eine gewisse Sicherheit für den wirtschaftlichen Erfolg des Unternehmens bot von vornherein ein mit den Farbwerken vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M. geschlossener Vertrag auf Lieferung von 3500 PS_e während 24 Stunden an ihre unmittelbar neben dem Kraftwerk errichtete Zweigfabrik. Man konnte auf Grund der Vorarbeiten annehmen, dass im Lech unterhalb der Einmündung der Wertach während 8 Monaten im Jahre 50 cbm/sek., während 7 Monaten bis zu 60 cbm/sek. für das Werk zur Verfügung stehen würden, dass aber in den vier Wintermonaten die verfügbare Wassermenge allerdings bis auf 24 cbm/sek. fallen könne. Eine Flösserei findet in den Wintermonaten auf dem Lech nicht statt, so dass die vorhandene Wassermenge für Kraftzwecke genommen werden kann, soweit sie nicht für die Unterhaltung der Fischzucht direkt am Wehre in das Unterwasser abzulassen ist.

Eine geeignete Stelle für die Anlegung eines **Wehres** wurde ca. 8,0 km unterhalb Augsburgs gefunden. Durch das Wehr und einen rd. 7,24 km langen **Werkkanal** konnte ein normales Gefälle von rd. 10,0 m erzielt werden, so dass während 8 Monaten 5000 PS_e zur Verfügung stehen. Die verhältnismässig geringe Entfernung der Wasserkraft-Anlage von Augsburg als dem Zentrum des Konsumgebietes für den elektrischen Strom sei als günstiges Moment für die Beurteilung der Anlage hervorgehoben. Um auch die grösseren Wassermengen während der 7 sommerlichen Monate noch ausnutzen zu können, wurde der Kanal und das Krafthaus für 6000 PS_e ausgebaut. Andererseits

---

[1]) Das Werk ist 1903 auf die Lech-Elektrizitätswerke A.-G. Augsburg übergegangen.

[2]) Die Abbildungen und die Figuren der Tafel sind zum grössten Teil aus der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903, S. 1031 und ff., Aufsatz von Kurt Meyer, „Das Elektrizitätswerk Gersthofen am Lech" entnommen, z. T. nach Photographien hergestellt, welche die Gesellschaft dem Verfasser zur Verfügung stellte.

musste für die fehlende Kraft in den vier Wintermonaten eine Ergänzung in Form einer Dampfreserve geschaffen werden, da ja schon die Farbwerke allein mehr Kraft beanspruchen können, als die Wasserkraft in ungünstigstem Falle hergibt.

Neben dem Wasserkraftwerk war denn auch 1904 bereits eine Zentrale mit zwei stehenden Dampfmaschinen von je 1500 PS_e normaler Leistung nebst zugehöriger Kesselanlage aufgestellt. Da die Mindestwassermenge meistens nur wenige Tage anhält, so kann man mit genügender Sicherheit beide Maschinen für diese Zeit einsetzen. Auch wird ein Betrieb als noch genügend sicher angesehen werden können, wenn für einige Spitzen in der Belastungskurve stundenweise während einiger Wochen im Jahre die zweite Maschine mitlaufen müsste. Selbstverständlich kann eine gute Dampfmaschine von 1500 PS_e normaler Leistung während einiger Zeit anstandslos auch mit 10—20% überlastet werden, so dass bei 32 cbm/sek. Wassermenge schon 5000 PS_e herauskämen, wenn nur eine Dampfmaschine mitläuft. Man kann also sagen, dass der Kanal und die erwähnte Dampfreserve eine konstante Mindestkraft von 5000 PS_e hergeben. Dazu kommt dann noch ein Stauweiher von 250000 cbm nutzbarer Füllung, von dem später noch die Rede sein wird.

Die Wasserkraftanlage ist seit März 1902 im Betrieb. Die ausführende Firma hat vorsorglich zwischen Augsburg und Gersthofen ein 80,0 ha umfassendes Terrain erworben, um es aufteilen und zur Errichtung von Kraft abnehmenden Fabriken verkaufen zu können. Der Stromverkauf soll sich aber derart entwickelt haben, dass man auf dieses Mittel für die hier zu beschreibende Anlage nicht zurückzugreifen braucht.

Das in dem Lech eingebaute **Wehr** ist leicht gegen das Oberwasser gekrümmt und hat eine lichte Gesamtbreite von 80,0 m (Taf. XLV, Fig. 1). Am linken Ufer liegt eine 12,5 m breite **Flossgasse** und daneben eine 2,0 m breite **Fischtreppe** und ein im Lichten 8,0 m breiter **Grundablass** (Kiesschleuse). Das feste Wehr ruht auf einem Pfahlrost (vergl. Taf. XLV, Fig. 2 und Taf. LI, Fig. 1—3 sowie Kap. III, 1. A. Wehre) und ist nach dem Oberwasser zu durch Spundwände gegen Unterspülung geschützt. Die Wehrkrone liegt ca. 2,20 m über der Flussohle. Der Baugrund besteht aus feinem Flinzsand, welcher dem Eindringen von Pfählen und Spundwänden grossen Widerstand entgegensetzte. Es mussten deshalb bei dem Eintreiben der Spundwände Wasserspülung angewendet und für den Rost Eisenpfähle genommen werden. Das Wasser stürzt über die Krone auf eine rd. 15,5 m lange, nach unten geneigte Stufe ab, welcher noch zwei kürzere, 13,15 m und 7,40 m lange Stufen folgen. Hinter der letzten Stufe liegen noch schwere Steinfaschinen zwischen Pfählen. Ursprünglich waren nur zwei Stufen gebaut; das Hochwasser riss aber die Steinschüttung hinter der zweiten Stufe fort und kolkte die Flussohle aus, es wurde deshalb die dritte Stufe eingebaut. Die Sohle des stufenförmigen Abfallbodens ist durch eine durchschnittlich rd. 1,0 m starke Betonschicht gebildet und in ihrer ganzen Länge und Breite mit Holzbohlen belegt, welche auf Querholmen befestigt sind. Zum Abschluss der einzelnen Stufen und zum weiteren Schutze gegen Unterspülung des Wehres sind Spundwände quer durch das Flussbett geschlagen und an die Spundwände der Ufermauern angeschlossen. Der Abschluss der nachträglich (1902) angelegten dritten Stufe ist durch eine eiserne Spundwand erfolgt, welche bis 7,0 m unter N.W. herabreicht. Die beiderseitigen Ufer sind durch starke Betonmauern geschützt. Die rechte Ufermauer beginnt etwa 25,0 m oberhalb des Wehres und reicht ungefähr ebensoweit über das Ende der untersten Wehrstufe hinaus.

Der Fachbaum der **Flossgasse** liegt rd. 0,50 m unter der Wehrkrone. Die ganze 12,50 m breite Öffnung ist mittelst einer eisernen Schütze abschliessbar, deren Ober-

kante auf der Höhe der Wehrkrone liegt. Ein Pfeiler von 2,0 m Breite trennt die Flossgasse von der Kiesschleuse. Stromabwärts von diesem Pfeiler ist eine stufenweise niedriger werdende Betonmauer errichtet, welche den höher gelegenen Abfallboden der Flossgasse von dem tiefergelegenen der Kiesschleuse trennt (Abb. 132). Der Abfallboden der Flossgasse besteht gleichfalls aus drei Stufen, von denen die oberste etwa 28,0 m, die zweite etwa 16,0, die unterste rd. 7,5 m lang ist und an welche sich dann noch eine Faschinenbefestigung von ca. 25,0 m anschliesst. Letztere war nötig mit Rücksicht auf die Geschwindigkeit, welche bei Hochwasser in der glatten, von beiden Seiten eingefassten und in der Sohle stark geneigten Flossgasse entsteht. Der bis zu derselben Tiefe wie das Wehr fundierte Betonkörper unter dem Fachbaum der Flossgasse hat eine Breite von 3,0 m. Die Betonsohle des folgenden Abfallbodens ist 0,50 m stark und ganz auf einem Pfahlrost fundiert, an dessen Pfahlköpfen Querholme angeblattet und angebolzt sind. Letztere tragen die Holzdielung des Abfallbodens. Jede Stufe ist mittelst Querspundwand und einer davorliegenden tiefer fundierten Betonmauer abgeschlossen. Der Fachbaum der **Kiesschleusse** liegt ca. 2,0 m unter der Wehrkrone. Die lichte Weite der beiden Schützen beträgt 2 × 4,0 = 8,0 m. Zwischen den Betonpfeilern der Kiesschleuse liegt aber noch die Fischtreppe (Abb. 132). Ihre Konstruktion ist die übliche (vergl. Kap. III, 1. A. Wehre). Die beiden Öffnungen der Kiesschleuse sind mit je zwei hölzernen, übereinander befindlichen Tafeln abschliessbar, welche in üblicher Weise mittelst Zahnstangen gehoben und gesenkt werden. Der Abfallboden ist ebenfalls aus drei Stufen, ähnlich wie diejenigen des Wehres gebildet und mit Bohlen gedielt. Entsprechend der Gewalt des hier in grösserer Tiefe durchströmenden Wassers ist die Sohle durchweg auf Pfahlrost fundiert (vergl. Taf. LI, Fig. 1, und Kap. III, 1. A. Wehre). Eine auf zwei I-Trägern ruhende Brücke geht vom Ufer bis zu dem rechtsseitigen Pfeiler der Kiesschleuse. Diese Brücke bildet die obere Stütze für die Griesständer der Schützen und trägt das Aufzuggetriebe.

Abb. 132. Ansicht des Wehres der Anlage Gersthofen vom Unterwasser aus gesehen.

Die Flussohle oberhalb des Wehres ist mit einer Betonschicht von ca. 0,25 bis 0,50 m Stärke (Taf. XLV, Fig. 1) befestigt.

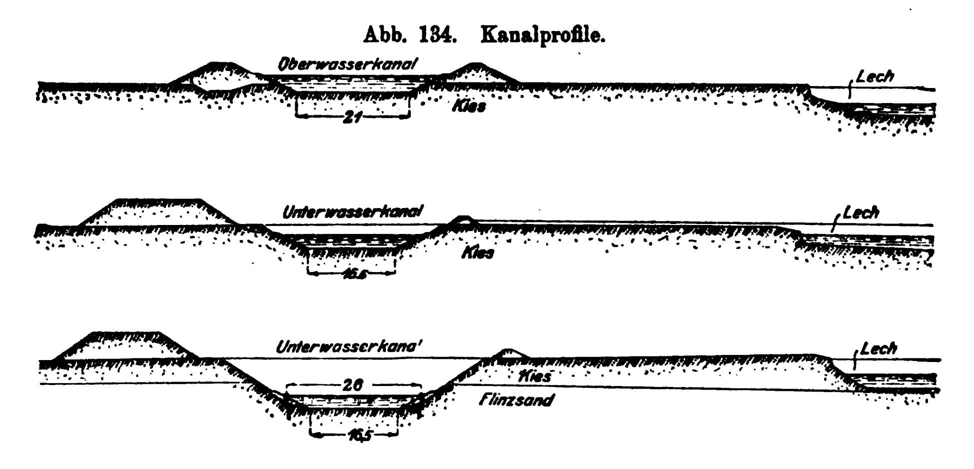


Abb. 133. Ansicht der Einlaufschützen und des Flosskanals vom Werkkanal aus gesehen.

Kurz oberhalb des Wehres liegt im Zuge der linksseitigen Ufermauer der 28,0 m breite **Einlauf**, dessen aus Beton hergestellter Vorboden mit der erwähnten Befestigung der Flussohle eine zusammenhängende Platte bildet. Etwa 60,0 m oberhalb des Kanaleinlaufs liegt die **Einfahrt** in den Kanal, welche nach behördlicher Vorschrift so spitz gegen die Flussachse gelegt werden musste, dass auch die längsten Flösse ungeteilt in den Kanal hinein können. Die lichte Weite der Einfahrt beträgt 10,0 m, welche durch zwei übereinander liegende Schützentafeln abschliessbar ist. Diese Schleuse ist übrigens seit der Betriebseröffnung für Flösse noch nie benutzt, da immer nur bei höheren Wasserständen geflösst wird und dann die Flösse über die Flossrinne laufen können. Das Ufer zwischen dem Kanaleinlauf und der Flosschleuse ist durch eine starke Betonmauer geschützt. Mittelst einer Reihe von 6 Schützen ist der Kanaleinlauf abschliessbar. Die Griesständer sind als Gitterböcke in Eisen konstruiert und tragen oben eine Brücke für das Bewegungsgetriebe der hölzernen Schützentafeln (Abb. 133). Sie sind untereinander und gegen die Kanalmauern mit Zugkreuzen und horizontalen Winkeleisen abgesteift. Oberhalb der Schützentafeln ist die vordere Fläche des Einlaufs durch eine an den Griesständern befestigte dichtschliessende Bohlenwand geschlossen, so dass das Hochwasser nicht frei in den Kanal eintreten kann. Dasselbe gilt von der Zufahrt. Die Schwelle des Einlaufs liegt ca. 0,20 m höher als der Fachbaum des Grundablasses. Hinter der Schützenschwelle ist die Sohle des Kanals um 1,20 m abgesenkt und mit Beton befestigt. Von dem so gebildeten Kiesfang zweigt ein Grundablass mit Spülschütze ab, durch welchen mittelst eines unterirdischen Kanals die Ablagerungen in die Flossgasse gespült werden können. Der **Werkkanal**, welcher nach den Vorschriften der Konzession auch für die Schiffahrt einzurichten war und als Teil eines Kanals nach der Donau gedacht ist, läuft ziemlich parallel zum Lech in einem Abstand von rd. 112,5 m

von Mitte zu Mitte. Es entfallen auf den Oberkanal 2965,3 m und 4274,6 m auf den Unterwasserkanal. Das Kanalprofil ist trapezförmig (Abb. 134). Ungefähr 2000,0 m des Oberkanals liegen ganz oder z. T. im Einschnitt, auf den letzten 1000,0 m mussten beiderseits Haltungsdämme geschüttet werden (Abb. 134 und 135). Das Sohlengefälle im Werkkanal beträgt 1 : 2500, die Sohlenbreite des Oberkanals ist 21,0 m. Die Böschungen haben eine Neigung von 1 : 2 und sind im Einschnitt gegen die Angriffe des fliessenden Wassers durch Kiesdeckungen gesichert. In den Dammstrecken ist unter der Kiesdeckung noch eine Dichtungsschicht aus gestampftem Lehm angebracht. Wo es nötig erschien, ist die Sohle gleichfalls durch Lehm gedichtet. Bei voller Füllung beträgt die durchschnittliche Wasserspiegelbreite des Oberkanals 33,0 m, die Wassertiefe am oberen Ende 2,5 m, am unteren 3,5 m, so dass selbst bei 60 cbm/sek. die durchschnittliche Wassergeschwindigkeit nur 0,740 m/sek. beträgt. Nimmt man in den Formeln $v = c \cdot \sqrt{RJ}$ und $J = \frac{v^2}{c^2 R}$ mit Rücksicht auf die Rauhigkeit der Ufer c zu 45 an, so ergibt sich rechnungsmässig ein durchschnittliches Wasserspiegelgefälle von 0,000115 oder rd. 1 : 8700.

Abb. 134. Kanalprofile.



Der Unterkanal liegt ganz im Einschnitt. Seine Sohlenbreite beträgt 16,5 m. Auf den ersten 3,6 km ist das Sohlengefälle 1 : 3333, auf der letzten Strecke 1 : 4043. Die durchschnittliche Wassertiefe beträgt 2,5 m und die Wasserspiegelbreite 26,0 m. Die Böschungen sind bis zum ersten Bankett d. h. 0,5 m über Wasserspiegel 1 : 2, darüber 1 : 1,5 angelegt. Auf der ersten ca. 1,7 km langen Strecke reicht der Unterkanal tief in den Flinzsand hinein und seine Ufer sind deshalb mit Pfahlwerk und Faschinen gesichert. Auf der letzten Strecke liegt der Kanal ganz im Kies.

Mit Ausnahme einer kleinen Krümmung im Oberkanal und der Einmündung des Unterkanals in den Lech ist der Kanal ganz geradlinig. Die Einmündung in den Lech erfolgt mit einem Radius von 500 m in einer Bogenlänge von 258,3 m.

Zwei Brücken führen über den Ober-, drei über den Unterkanal.

Etwa 200,0 m oberhalb des Kraftwerkes verbreitert sich der Kanal durch Ausweichen des linken Ufers zu einem **Becken,** um so den Platz für den Einbau des Kraftwerkes und einer gekuppelten Schiffahrtsschleuse zu gewinnen (Abb. 136). Letztere war behördlich vorgeschrieben, obwohl der Ausbau eines Schifffahrtskanals bis zur Donau noch in recht weiter Ferne zu liegen scheint. Das für die Kammerschleuse aufgewendete, recht beträchtliche Kapital liegt also bis auf weiteres brach.

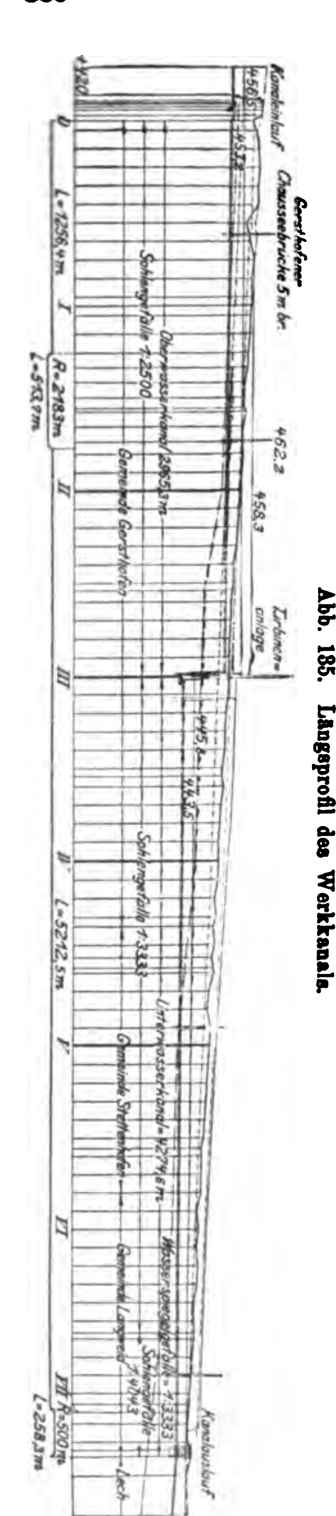


Abb. 135. Längsprofil des Werkkanals.

Die Achse der Schleuse liegt 7,0 m nach rechts von der Achse des Kanals. Von der Stirne des Oberhauptes der Kammerschleuse an ist die Sohle des Beckens ganz mit Beton befestigt und abgedichtet, um eine noch vergrösserte Sicherheit gegen Unterspülung des Krafthauses zu bieten.

Das Krafthaus schliesst sich rechts an die Mauer der unteren Kammerschleuse, links an die Ufermauer (Taf. XLV, Fig. 3) an. Naturgemäss bildet der Unterwasserkanal unterhalb des Kraftwerkes ebenfalls ein Becken, dessen Breite 60,0 m beträgt. Die Ufer bestehen zunächst aus Betonfuttermauern und gehen dann in die Böschung des Einschnitts über. Die linke Böschung ist mit Krümmungen von 100,0 m in die normale Entfernung von der Achse des Kanals übergeführt. Die Betonbefestigung der Sohle des Unterwasser-

Abb. 136. Ansicht des Beckens vor dem Krafthause.



beckens ist mit einer breiten Steinpflasterung gegen die unbefestigte Sohle abgeschlossen.

Der Aushub des Kanals erfolgte im wesentlichen durch zwei grosse Trockenbagger. Es waren im ganzen 1200000 cbm Boden zu bewegen, welche, soweit sie nicht zu Dammbauten Verwendung fanden, längs des Kanals abgelagert sind. Zum Bodentransport diente ein normalspuriges, mit Dampflokomotiven betriebenes Schienengeleise.

Etwa 500,0 m oberhalb des Kraftwerkes ist auf der linken Kanalseite ein Stauweiher von 250000 qm Grundfläche hergestellt durch Einfassung einer viereckigen Bodenfläche mit Dämmen. Der Stauweiher hat gefüllt 2,0 m Wassertiefe, wovon 1,0 m d. h. rd. 250000 cbm zum Betriebe nutzbar abgelassen werden können. Man kann also, da für eine Pferdekraftstunde bei 10,0 m Gefälle 36 cbm nötig sind, mehr als 6000 PS_e-Std. in den Abendstunden, wenn der Bedarf für die Beleuchtung am stärksten ist, damit leisten. Da der Stauweiher bis 1905 noch nicht gebraucht wurde, so hat man die Zeit benutzt, um die Dämme und die Sohle durch Einschlämmen dicht zu machen. Der Stauweiher ist mit dem Werkkanal durch Schützen verbunden (Abb. 137).

Ausserdem ist unter den Werkkanal hindurch ein Kanal angelegt, durch welchen der Weiher nach dem Lech entleert werden kann, ohne den Betrieb im Kanal zu berühren. Die Benutzung des Weihers wird zunächst in der Regel nur während 4 bis 5 Monate in Betracht kommen, da in der übrigen Zeit Wasser genügend vorhanden ist.

Das **Krafthaus** enthält einen 48,54 m langen, 10,74 m breiten und 9,50 m hohen Dynamosaal für 5 Maschinensätze zu je 1500 PS_e. Vor dem Krafthause befinden sich 5 **Turbinenkammern** mit entsprechenden Vorkammern. Vor den letzteren — jede ist von der anderen durch eine Betonmauer getrennt — steht ein schräggestellter, das Vorbecken schief durchschneidender Rechen aus hochkantigem Flacheisen mit 30 mm lichter Weite (Abb. 138) zwischen den Stäben. Die Betonmauern zwischen den Vorkammern sind unten 2,4 m, oben 2,0 m breit, verjüngen sich aber nach vorn zu auf 1,2 m, resp. 1,3 m Breite. Infolge der schiefen Lage des Rechens zur Kanalachse, welche wegen der leichteren Beseitigung des Eises und anderer schwimmender Körper ge-


Abb. 137. Die Einlaufschleusen zum Stauweiher vom Weiher aus gesehen.



wählt wurde, werden die Kammerwände von rechts nach links immer länger. Im ganzen springt der Rechen bei 43,0 m Beckenbreite um rd. 5,97 m zurück, bildet also mit der Kanalachse einen Winkel von etwa 82°. Der Rechen stützt sich unten auf ein in eine Betonschwelle eingelassenes I-Eisen und oben auf ein schrägliegendes]-Eisen, welches auf den Pfeilern der Vorkammern ruht (Taf. XLV, Fig. 4 und 5). Die Oberkante des Rechens liegt ca. 0,25 m über dem Normalwasserspiegel bei 50 cbm/sek. Auf dieser Höhe sind auch die Vorkammerpfeiler 1,5 m abgesetzt und bilden so die Auflager für eine Bohlenbrücke längs des Rechens, welche für die Freihaltung desselben von Laub und Eis ganz unentbehrlich ist.

Die schweren, eisernen Harken mit langen, hölzernen Stielen, mit denen der Rechen vom Laub etc. gereinigt wird, können bei starkem Betriebe, wenn also die Geschwindigkeit des durch den Rechen fliessenden Wassers verhältnismässig gross ist, nicht mehr von je einem Manne gehandhabt werden, sondern es sind mitunter 2—4 Mann für eine Harke nötig. Noch schwieriger ist die Beseitigung des Eises; man braucht deshalb Platz auf der Brücke und die Breite von 1,5 m ist der Wassertiefe entsprechend gewählt.

Oberhalb dieser Brücke sind die Vorkammern bis über das höchste H.W. durch eine Bohlenwand dicht abgeschlossen. Diese Bohlenwand ist auf Walzeisenträgern befestigt, welche ihrerseits auf den Vorkammerpfeilern ruhen. Der Rechen ist auf $^2/_3$

seiner Höhe durch ein]-Eisen gehalten, welches an jedem Pfeiler und ausserdem einmal in der Mitte durch schräggestellte I-Eisen gestützt wird.

Durch zwei Freilaufschützen, welche in der Mauer der unteren Schleusenkammer am rechten Ufer des Beckens angelegt sind, soll ein Spülstrom zur Reinigung des Rechens, namentlich von Eis, und zur Entfernung von Ablagerungen auf der Sohle des Beckens vor der Schwelle des Rechens erzeugt werden. Indessen einmal ist der Winkel des Rechens mit der Kanalachse nicht spitz und die Neigung der Betonsohle nach den Schützen zu nicht gross genug, um eine starke Spülwirkung zu erzielen, und dann sind die Freilaufschützen nicht in der direkten Fortsetzung der Wasserlinie am Rechen angelegt, sodass sich zwischen dem Rechen und der Schützenöffnung an der Schleusenkammerwand ein toter Winkel bildet und das Eis sich dort auch bei geöffneten Schützen ansammelt und zusammenschiebt.

Abb. 138. Ansicht des Beckens mit dem vor den Turbinenkammern aufgestellten Rechen und Blick in die Kammerschleuse.



Durch die Abdeckung der Vorkammern und Turbinenkammern mit Bohlen ist vor dem Krafthause eine breite Plattform gebildet, welche durch die Reihe der Aufziehvorrichtungen in zwei Teile geteilt ist. Die Bohlen der Vorkammerndecke liegen in der Richtung der Kanalachse auf I-Trägern. — Der Zufluss des Wassers zu jeder Turbinenkammer ist durch je zwei Schützentafeln von 2,8 m Höhe, deren Griessäulen 0,6 m tief in die Betonsohle versenkt sind und durch 2 [-Eisen und Zuganker festgehalten werden, abschliessbar (Taf. XLV, Fig. 4). Oberhalb der Schützenöffnung ist der Abschluss durch eine feste und dichte Bohlenwand erfolgt.

Die Griessäulen reichen rd. 1,0 m hoch über die Bohlendecke der Turbinenkammern hinaus und tragen dort zwei schwere, gegeneinander versteifte, horizontale]-Träger, auf denen das Getriebe der Schützentafeln[3]) montiert ist (Abb. 139). Jede

[3]) Geliefert von dem Werk Augsburg der Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbaugesellschaft Nürnberg A.-G.

Turbinenkammer hat eine Breite von 7,0 m zwischen den Pfeilern. Die Schützen können jede für sich von Hand oder einzeln oder zu zweien durch Motorantrieb gehoben und gesenkt werden.

Das Handgetriebe besteht für jede Schütze aus einer Kurbel, deren Welle durch Kegelräder auf eine in Richtung der Schützenfläche liegende wagerechte Welle arbeitet. Auf dieser Welle befinden sich zwei Schneckengetriebe, durch welche zwei wagerechte Querwellen bewegt werden; diese treiben wieder durch Zahnräder zwei Querwellen an, auf welchen die Triebräder für die Zahnstangen der Schützentafel sitzen. Wie der Motorbetrieb wirkt, ergibt sich am besten aus Abb. 139.

Durch Drahtseile, welche über Rollen in die Dynamohalle laufen, werden Anzeiger bewegt, an welchen man für jede Schütze den jeweiligen Stand ablesen kann. Über die Turbinenkammern hinweg läuft ein von Hand zu bewegender Montagelaufkran von 10 t Tragfähigkeit und 6,8 m Spannweite, welcher die Stücke bis auf ein Eisenbahn-

Abb. 139. Getriebe der Turbinenkammer-Schützen.



anschlussgeleis bringen kann. Seine Fahrschienen ruhen einerseits auf dem Mauerwerk des Krafthauses, andererseits auf Gitterpfeilern aus ⊐-Eisen. Die Oberkante der Kranschienen liegt 4,0 m über der Decke der Turbinenkammern und rd. 12,2 m über der Turbinenwelle.

Die fünf **Turbinenkammern** haben im Grundriss achteckigen Querschnitt. Das obengenannte Breitenmass von 7,0 m ist in der Höhe des Bodens der Vorkammer gemessen, die Länge beträgt in Richtung der Kanalachse 4,5 m. Die Pfeiler verbreitern sich aber nach unten, sodass die Breite der Kammern am Boden nur noch 6,2 m beträgt. Je zwei spitzwinklig auseinander- und schräg nach oben gehende Zuganker, welche in die Pfeiler der Turbinenkammern eingelassen sind, verankern diese mit der 2,8 m starken Mauer der Dynamohalle. Um die Turbinenkammer bei geschlossenen Schützen entleeren zu können, ist in dem Boden jeder Kammer eine 0,25 m tiefe und 0,35 m breite Rinne ausgespart, welche durch ein Rohr direkt mit dem Turbinenkanal in Verbindung gesetzt

werden kann. Das Ventil dieses Rohres kann mittelst Kette von der Decke der Turbinenkammer her geöffnet und geschlossen werden. Es kann also auf die schnellste und einfachste Weise jede Turbinenkammer trocken gelegt werden und mittelst des Kranes sind die einzelnen beweglichen Turbinenteile leicht zu heben.

Unter den Vorkammern läuft längs des ganzen Krafthauses ein Gang von 3,325 m Höhe und 2,0 m Breite, welcher an beiden Enden durch Treppen von oben her zugänglich ist. Von diesem Gange aus führt für jede Turbinenkammer ein kurzer Seitengang zu der kreisrunden Schlussplatte des Turbinengehäuses, sodass letzteres von hier aus revidierbar ist. Jeder dieser kreisförmigen Öffnungen gegenüber ist in der 2,8 m starken Wand der Dynamohalle eine gleich grosse, gleichfalls durch eine Schlussplatte verschlossene Öffnung ausgespart, von welcher aus die gegenüberliegende Seite des Turbinengehäuses und die Lager der Turbinenwelle revidiert und bedient werden können. Zur Erleichterung der Montage und der etwaigen Reparaturarbeiten an diesen Stellen ist im Scheitel der beiderseitigen ringförmigen Öffnungen je ein Bolzen verankert, welcher eine Öse trägt. Je eine zweite Öse sitzt im Scheitel des Turbinenringes und in den zwei Ösen ruht eine Flachschiene, welche eine Laufkatze trägt (vergl. auch Taf. XLVIII. Fig. 1—6 zum Kap. III, 5 Turbinen gehörig). Auf diese Weise ist für die Schnelligkeit. Einfachheit und Billigkeit von Reparaturarbeiten gesorgt.

Im Boden jeder Turbinenkammer befindet sich eine viereckige Öffnung, welche den Rahmen des Ablaufgehäuses der Turbine trägt und zu dem **Saugkanal** führt. Letzterer mündet syphonartig in den **Turbinenkanal.** Sein rechteckiger Querschnitt hat an der Turbinenkammer 2,35 m auf 2,62 m Seitenlänge und erweitert sich am Austritt auf 2,7 m $\times$ 7,0 m. Beim normalen Stand des U.W. ist der wasserberührte Querschnitt an der Ausmündung etwa 16,0 qm und die Geschwindigkeit des Wassers bei voller Belastung der Turbine rd. 1,0 m/sek. Die Decke des Turbinenkanals ist durch querliegende I-Träger im Beton gebildet. An der Austrittsstelle ist die Decke des Turbinenkanals nischenartig erhöht, und vor diesen Nischen ist längs des ganzen Krafthauses ein auf Trägern ruhender Bohlengang angeordnet, von welchem aus durch schräggestellte vierkantige Holznadeln der Austrittsquerschnitt verkleinert werden kann, damit bei sehr niedrigem Unterwasserstande und geringem Wasserbedarf der Turbine die Saugwassersäule nicht abreisst.

An den Dynamoraum schliesst sich auf der linken Kanalseite ein turmartiger Anbau an (Abb. 138), welcher in Höhe des Maschinenflures ein niedriges Untergeschoss für eine Werkstatt, Betriebsbüreaus, Abort- und Waschräume, sowie für Lagerräume enthält und in Dammhöhe eine Eingangshalle für den Dynamoraum bildet, zu dem eine Treppe hinunterführt. Der Laufkran der Dynamohalle kann in diesen Vorraum hineinfahren und schwere Stücke ab- und aufheben, welche auf Eisenbahnwagen in die Halle hinein- resp. hinausgefahren werden können, sobald ein Abzweig von dem Anschlussgleis, welches dicht an dem Kraftwerk vorbeiführt, bis in die Halle hineinverlegt sein wird. Über der Eingangshalle liegen noch Ober- und Dachgeschoss, welche zu Wohnräumen eingerichtet sind.

Das Kraftwerk und die Vorkammerpfeiler ruhen auf einer grossen Betonplatte zwischen Spundwänden. Um den Druck gleichmässiger zu übertragen, ist in diese Platte ein Rost aus Eisenbahnschienen eingelegt.

Im Zusammenhange mit der Sohle des Kraftwerks steht diejenige der unteren Schleusenkammer. Die obere Schleusenkammer dagegen ruht auf einem Pfahlrost aus ca. 5,0 m langen Pfählen. Die beiden Schleusenkammern sind je 41,0 m lang und 8,6 m breit (Taf. XLV, Fig. 6 und 7). Bei geöffneten Toren des Oberhauptes ist die Wassertiefe der oberen Kammer 6,5 m und beim Durchschleusen in die untere Kammer ist die Wassertiefe in letzterer 7,0 m, sodass der Wasserinhalt der oberen Kammer

rd. 2300 cbm, derjenige der unteren 2450 cbm beträgt. Der Boden der oberen Kammer liegt 4,0 m unter dem Boden des Oberhauptes. Die Wassertiefe über der Schwelle der oberen Schleusentore beträgt bei Mittelwasser 1,9 m. Die drei eisernen, zweiflügeligen Tore unterscheiden sich nur durch ihre verschiedenen Höhen und den sich daraus ergebenden Stärken der Konstruktionsteile. Jeder Torflügel wird für sich durch eine Zahnstange geöffnet. An allen Toren ist oben eine Bedienungsbrücke angebracht, um von ihr aus die in jedem Torflügel angebrachten Entlastungsschieber mittelst Kurbel, Schnecken- und Zahnradgetriebe öffnen zu können. Beim Öffnen und Schliessen der Torflügel greift je eine Zahnstange in ein auf einer senkrechten Welle sitzendes Zahnrad, welches durch ein Schneckengetriebe mit Handkurbel bewegt wird. Der Antrieb kann aber auch mittelst eines Elektromotors durch zwei Kegelradpaare erfolgen. Derselbe Motor kann auch den Schieber für den Auffüllkanal bewegen, indem er durch Reibkuppelung einmal nach rechts, einmal nach links geschaltet wird. Die Spindelschieber für den Auffüllkanal können aber ausserdem noch durch ein wagerechtes Handrad bedient werden. Da gegenwärtig noch kein Schiffverkehr stattfindet, so ist diese vollkommene Einrichtung vorderhand bedeutungslos; bei lebhaftem Verkehr würde aber durch den elektrischen Betrieb ein Bedienungsmann gespart werden können.

In dem Betonkörper des Oberhauptes jeder Schleuse sind zwei Hohlräume ausgespart, welche durch eine kreisförmige Öffnung in der Mittelwand zusammenhängen. Zu diesen Hohlräumen führen beiderseits vom Oberwasser her in den Beton eingemauerte Rohrleitungen, welche mittelst der schon erwähnten Füllschieber abgesperrt und geöffnet werden können. Von den Hohlräumen im Oberhaupt wird das Wasser in den Längswänden der Schleusen beiderseits durch je einen eiförmigen Kanal geleitet, welcher mit den beiden Schleusenkammern durch je fünf Öffnungen verbunden ist und bei der oberen Kammer zu den Füllschiebern der unteren Kammer und bei letzterer zu den Entleerungsschiebern ins Unterwasser führt. Auf diese Weise kann die Füllung und Entleerung der Schleusen in ruhigster Weise erfolgen. Die Sohle der unteren Kammer liegt 5,5 m tiefer als die der oberen und da die Wassertiefe beim Durchschleusen in ihr 7,0 m ist, so ergibt sich daraus, dass in der oberen Kammer bei geöffneten mittleren Toren immer noch 1,5 m Wassertiefe verbleibt. Beim Durchschleusen nach dem Unterkanal verbleibt in der unteren Kammer noch ungefähr 2,0 m Wassertiefe.

Wie schon oben erwähnt, sind in der nach dem Oberwasserbecken zu gelegenen Mauer der unteren Schleusenkammer zwei als Grundablässe, besonders aber zur Abführung von Eis dienende Schützenöffnungen angelegt. Die Mauernischen hinter den Schützen sind mit scharfkantigen Eisenträgern versehen, an denen das herabstürzende Eis zerschellen soll.

In den fünf Kammern sind fünf **Francis Doppelturbinen**[4]) mit wagerechter Welle von je 1500 PS. und 96 Uml./Min. eingebaut. Das Gefälle schwankt zwischen 10,0 und 10,5 m. Jede Turbine hat zwei Lauf- und zwei Leiträder und schluckt bei 10,0 m Gefälle und voller Belastung 16 cbm/sek.

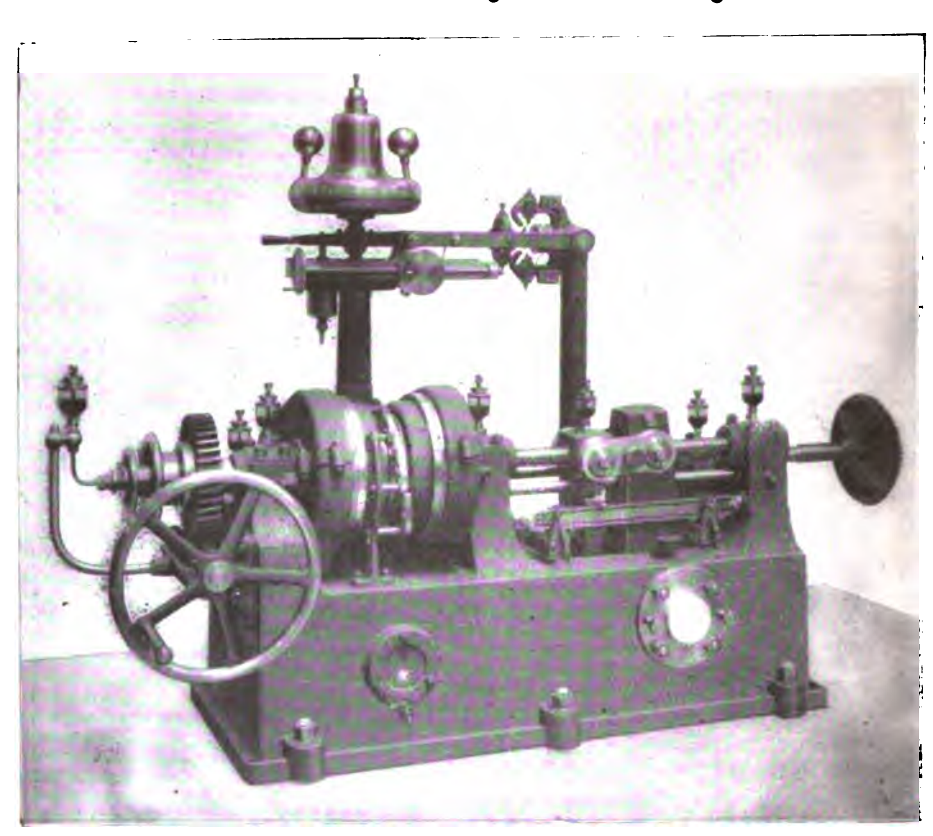
Die mit den Dynamomaschinen direkt gekuppelten Turbinenwellen liegen 6,0 m unter dem mittleren Oberwasser- und 4,0 m über dem mittleren Unterwasserspiegel. Die Laufräder haben 1,750 m Durchmesser am Spalt und die 26 eingegossenen Schaufeln aus Gusseisen giessen axial in ein gemeinschaftliches gusseisernes Ablaufgehäuse aus (vergl. Taf. LXVIII, Fig. 1—6 zu Kap. III. 5. Turbinen gehörig). Letzteres ist mit einem rechteckigen Rahmen von 2,6 m lichter Breite und 2,8 m Länge verbolzt, welcher in der Kammersohle fest vermauert und mit Ankerbolzen gehalten ist. Die Breite des Ablaufgehäuses verringert sich nach oben und beträgt in der wagerechten, durch die Turbinenwelle gelegten Ebene noch 1,760 m. Der obere Teil des Gehäuses ist halbkreisförmig und trägt ein Pockholzlager der Turbinenwelle. Bei der Form des Traggerüstes dieses Lagers ist darauf Rücksicht genommen, dass keine Teile dem Wasserabfluss hinderlich sind. Die beiden Leiträder sind einerseits mit den in den vorerwähnten kreisförmigen Maueröffnungen eingemauerten Ringen, andererseits mit je einem Ringe am gemeinschaftlichen Ablaufgehäuse verschraubt. Der Abstand der Leiträder von Mitte zu Mitte beträgt 3,89 m. Durch sieben Bolzen sind die das Leitrad einschliessenden Ringe in einem Abstand von 390 mm voneinander gehalten. Zwischen ihnen sind 28 Finksche Schaufeln um je einen horizontalen Bolzen drehbar gelagert. Die Öffnungen, durch welche diese Bolzen hindurchgehen, sind mit Bronze ausgefüttert. Der äussere Ring jedes Leitrades bildet nach aussen zu ein Ringgehäuse, welches durch einen gewölbten Ringdeckel verschlossen werden kann. In diesem Gehäuse liegen die Hebel zum Drehen der Leitschaufeln. Alle Hebel sind mit einem gemeinschaftlichen Ring verbunden,

---

[4]) Geliefert von dem Werk Augsburg der „Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbaugesellschaft Nürnberg A.-G.“

welcher im Ringgehäuse geführt und durch zwei Zahnräder gedreht wird. Diese Zahnräder sitzen auf zwei Kurbelwellen, deren Kurbel durch eine gemeinschaftliche Lenkstange verbunden sind und erhalten ihre Bewegung mittelst eines Winkelhebels, welcher auf der aus dem Dynamoraum kommenden Regulierwelle sitzt. Wird diese gedreht, so muss sich auch der Ring im Gehäuse und damit auch die Leitschaufel drehen. Alle Steuerungsteile liegen also trocken und sind auch jederzeit im Betriebe zugänglich. An dem erwähnten Ringgehäuse sind die beiderseitigen deckelförmigen Stirnwände des Ablaufgehäuses verschraubt. Werden diese Deckel entfernt, so liegen die Teller der Laufräder frei. Die Turbinenwelle geht mittelst Stopfbüchsen durch die beiderseitigen Gehäusedeckel hindurch und ist beiderseits durch Lager mit Metallbüchsen und Ringschmierung geführt. Das Lager an der Dynamoseite ist

Abb. 140. Ansicht des elektromagnetischen Turbinenreglers.



als Stirnringlager ausgebildet, um axiale Schübe aufnehmen zu können. Die Lagerböcke stehen auf Rahmen, welche mit dem Gehäuse der Turbinen verschraubt sind. Die Steuerwelle geht gleichfalls mittelst Stopfbüchsen durch die in den kreisförmigen Maueröffnungen sitzenden Abschlussdeckel hindurch und ruht innerhalb der Turbinenkammer auf zwei weiteren Lagern, welche an dem Abflussgehäuse der Turbinen befestigt sind. Einige Details der Turbinen, sowie die elektromagnetische Regulierung sind auf Taf. LXVIII dargestellt, vergl. ferner Abb. 140 und 141 [5]).

---

[5]) Kurt Meyer teilt in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 1109 u. ff. über den elektromechanischen Regler folgendes mit:

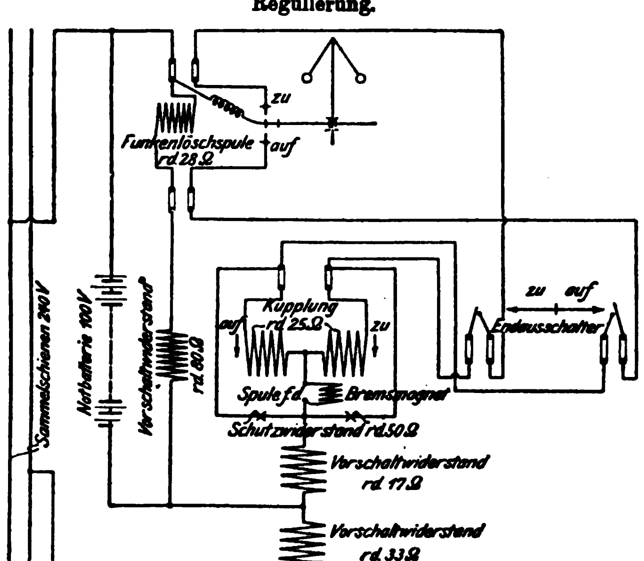
Jeder mittelbar wirkende Regler (Taf. XLVIII, Fig. 5 und 6) besteht aus einem Fliehkraftregler C mit Einrichtung zum Verstellen der Umlaufzahl, einem mit elektrischen Kontakten und Hemmvorrichtungen gegen Überregulieren versehenen Regulatorhebel S, einem Wendegetriebe mit elektromagnetischen Kuppelungen M, einer Reglerspindel mit Mutter und Kurbel N, einer Rückführung mit elektrischen Kontakten Z, einem Handantrieb für die Reglerspindel mit ausrückbarem Schneckenrad H und der schon oben erwähnten Lenkstange für die Leitradschaufeln R. Die einzelnen Teile des Reglers greifen in der nachstehend erläuterten Weise ineinander. Die Bewegung der Turbinenwelle

Da für die Farbwerke Gleichstrom zu liefern, andererseits für die Energieverteilung auf grössere Entfernung Drehstrom zu wählen war, sind zwei Turbinen mit

---

wird durch Kegelräder auf eine liegende Welle übertragen, die einerseits durch ein Schneckengetriebe die senkrechte Welle des Fliehkraftreglers C, andererseits die Stirnräder des Wendegetriebes M antreibt. Der Fliehkraftregler mit Federbelastung für 30 mm Hub bei 235 bis 265, normal 248,28 Uml./Min., wirkt auf einen zweiarmigen Hebel, der in einem am Regulatorständer angegossenen Arm gestützt ist und dessen Gewicht der zu erzielenden Umlaufgeschwindigkeit entsprechend durch die Vorrichtung E eingestellt werden kann. Diese besteht aus einem mit Laufgewicht versehenen Hebel, der, am Arm des Regulatorständers gestützt, durch ein Kniegelenk mit dem Regulatorhebel verbunden ist und dem Niedergehen der Reglerhülse, entsprechend der Stellung seines Laufgewichtes, einen verschieden grossen Widerstand entgegensetzt. Am freien Ende des Regulatorhebels S sitzt eine Kontaktvorrichtung, die bei der Hebelbewegung nach oben oder unten je einen Stromkreis schliesst. Die Stromkreise lassen die eine oder die andere Magnetkupplung des Wendegetriebes M in Wirksamkeit treten, wodurch die Reglerspindel und durch eine auf der Spindel sitzende Mutter mittelst Schubstange und Kurbel auch die Steuerwelle gedreht wird. Mit der Steuerwelle ist eine nach oben führende Gabel Z durch eine Kurbel verbunden, die an einem einarmigen Gabelhebel Stellschrauben zum Hemmen der Bewegung des Regulatorhebels trägt. Gleichzeitig trägt die Gabel Z an ihrem oberen Ende die beiden Kontaktstücke, von denen das Kontaktstück am Regulatorhebel eins berühren muss, um den Stromkreis einer der beiden Magnetkuppelungen zu schliessen. Die Steuerwelle bewegt nun die Gabel immer in der Richtung, dass der Kontaktschluss, der die Kupplung des Wendegetriebes und damit die Drehung der Reglerspindel und der Steuerwelle selbst eingeleitet hat, wieder aufgehoben wird. Die Gabel Z wirkt also in derselben Weise wie die Rückführung der Steuerung eines Servomotors, der hier durch das Wendegetriebe dargestellt wird, während die Doppelkontakte sein Steuerventil vertreten. Am Kopf der Gabel Z ist ausser den beiden Federkontakten, die ebenso wie das Kontaktstück am Regulatorhebel durch biegsame Litzen mit Stromklemmen an der Wand verbunden sind, ein magnetischer Funkenlöscher angebracht, der verhindert, dass die Kontakte verbrennen.

Abb. 141. Schaltschema der elektromagnetischen Turbinen-Regulierung.



Die magnetische Kuppelung für das Wendegetriebe und die Reglerspindel ist in folgender Weise angeordnet. Auf der Reglerspindel sitzen die beiden Zahnräder, die von der liegenden Regulatorwelle aus in verschiedener Richtung gedreht werden. An die sich gegenüberliegenden Seiten der Zahnräder ist je eine schmiedeeiserne Ringscheibe angeschraubt, der je eine gusseiserne Kuppelscheibe gegenübersteht. Die Naben dieser Kuppelscheiben sind miteinander und mit der Reglerspindel durch Federkeile derart verbunden, dass sie sich gegeneinander in axialer Richtung verschieben können. In die Kuppelscheiben ist nun in einer ringförmigen Aussparung je eine Drahtspule gelegt, die ein magnetisches Feld erzeugt, wenn sie vom Strom durchflossen wird. Das Magnetfeld presst die Kuppelscheibe an die Ringscheibe des anstossenden Zahnrades, wodurch die Kuppelscheibe und die mit ihr verbundene Reglerspindel in der Richtung des Zahnrades mitgenommen werden. Die Kuppelscheiben werden jedoch nicht ganz mit den Ringscheiben der Zahnräder in Berührung gebracht, da sie infolge des remanenten Magnetismus auch nach Unterbrechung des Stromes mit der Erregerspule zusammenkleben würden. Die Berührung erstreckt sich vielmehr nur auf zwei am Rande der Scheiben angebrachte Bronzeringe, deren Reibung neben der Anziehung des magnetischen Kraftfeldes zum Mitnehmen ausreicht. Um zu verhindern, dass die Kuppelscheiben kleben, dienen ausserdem Schraubenfedern, die, um die losen Zahn-

Gleichstromerzeugern und zwei Turbinen mit Drehstrommaschinen mittelst Scheibenkuppelung verbunden. Um nicht unnötig Kapital hineinzustecken ist die fünfte Gruppe als Reserve für beide Stromarten derart eingerichtet, dass an die Turbinenwelle, sowohl eine Drehstrom- als auch eine Gleichstrommaschine von gleicher KW-Leistung wie die übrigen gekuppelt ist[6]).

Es hat sich diese Einrichtung im Betriebe bewährt, da bei sorgfältiger Bedienung nur höchst selten eine Gleichstrom- und eine Drehstrommaschine gleichzeitig defekt werden. Die erwähnte Anordnung hat auch noch den weiteren Vorteil, dass für die Gleichstrommaschine der Doppelgruppe das Schwungrad gespart wird, da das Magnetrad der Drehstrommaschine die Stelle desselben vertritt. Die Anordnung bei der in der Mitte des Maschinensaales stehenden Doppelgruppe ist derart, dass zunächst der Turbine die Drehstrommaschine aufgestellt ist. Zu beiden Seiten der Doppelgruppe folgt dann je ein Gleichstromaggregat, um die Länge der dicken Gleichstromleitungen zur Schaltanlage, welche symmetrisch zur Mitte des Maschinensaales in einem vorgebauten Erker angeordnet ist, möglichst kurz zu halten (Abb. 142). Die beiden Endturbinen sind mit **Drehstrommaschinen** von 1250 K.V.A oder 1000 KW bei $\cos\varphi = 0{,}8$ gekuppelt, welche den Strom mit 5500 Volt verketteter Spannung und 50 Per/sek. liefern. Jeder **Gleichstromerzeuger** liefert normal bei 240 Volt Klemmenspannung 4200 Amp., d. h. ca. 1000 KW. Um erforderlichen Falles die Gleichstrom- oder die Drehstromlieferung

---

radbüchsen gelegt, die Kuppelscheiben von den Zahnrädern abdrücken und eine auf Taf. LXVIII, Fig. 5 nicht gezeichnete Federbremse, deren Bremsklötze gegen die Aussenflächen der Kuppelscheiben gepresst werden, wenn die Bremse nicht durch denselben Strom, der die Spulen der Kuppelung erregt, magnetisch ausser Tätigkeit gesetzt wird.

Als Stromquelle für den elektro-mechanischen Regler dient ein Nebenschluss der Gleichstrom-Sammelschienen des Werkes von rd. 240 V.-Spannung von der ein Teil durch einen Vorschaltwiderstand abgedrosselt wird (vergl. Abb. 141). Parallel hierzu liegt als Hilfsstromquelle eine Sammlerbatterie von 100 V.-Spannung. Der eine Pol der Stromquelle ist an den Regulatorhebel gelegt, von dem der Strom, dem Ausschlag der Schwungkugeln entsprechend, nach einem der beiden Federkontakte am Kopfe der Gabel Z geht. Der Strom wird sodann durch eine Litze den Klemmen an der Wand, durch eine fest verlegte Leitung, Schleifbürste und Schleifring der Erregerspule einer der beiden Kuppelscheiben zugeführt, durch Schleifring und Schleifbürste wieder abgenommen und zur Stromquelle zurückgeleitet. Vor den Erregerspulen sind in jedem Stromkreis eine Bleisicherung und ein Ausschalter angebracht, der, wenn die Wandermutter auf der Reglerspindel ihre Endstellung erreicht hat, selbsttätig geöffnet wird. Parallel zu den Erregerspulen liegt ein induktionsfreier Widerstand von 50 Ohm, der zu starke Funkenbildung an den Kontakten verhindert. Hinter der Vereinigung der beiden Erregerstromkreise in ihrem negativen Pol, aber noch vor dem negativem Pol der Hilfsbatterie liegt noch ein Widerstand zum Herabsetzen der an den Spulen anliegenden Spannung. Jede Magnetspule wird normal mit 2 Amp. erregt, während durch den parallel zu ihr liegenden Schutzwiderstand 1 Amp. fliesst. In Reihe der beiden Erregerspulen ist die Magnetspule der Bremse geschaltet. Die Magnetspule des Funkenlöschers am Kopfe der Gabel Z liegt dauernd mit einem Vorschaltwiderstand an der Hilfsbatterie und wird mit nicht ganz 1 Amp. erregt.

Um bei einer Störung am Regler die betreffende Turbine von Hand steuern zu können, ist am Ende der Reglerspindel ein Schneckenrad lose aufgesetzt, das mittelst Schnecke und Handrades gedreht werden kann. Das Schneckenrad wird mit der Reglerspindel dadurch verbunden, dass auf der Spindel gleitend, jedoch nicht drehbar, eine Kuppelscheibe mit Spurzahnkranz angeordnet ist, deren Zähne mit einer Flankenverzahnung des Schneckenrades in Eingriff gebracht werden können. Hierzu wird die Kuppelscheibe mittelst Gewinde, Mutter und Handrades auf der Spindel gleitend gegen das Schneckenrad bewegt. Die Mutter der Kuppelscheibe wird dann noch durch eine ebenfalls mit Handrad versehene Gegenmutter gesichert. Um bei der elektro-mechanischen und bei der Handsteuerung die Stellung der Leitradschaufeln beurteilen zu können, ist an der Wandermutter der Reglerspindel ein senkrechter Zeiger angebracht, der über einer auf einer wagerechten Schiene angebrachten Einteilung einspielt.

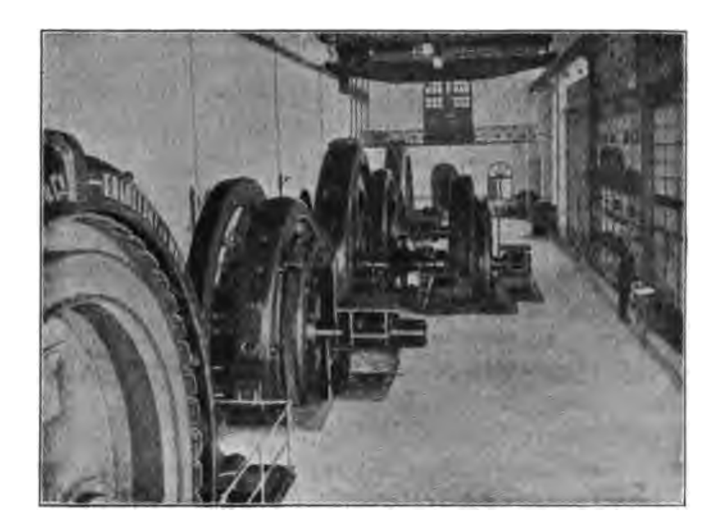
[6]) Die ganze elektrische Einrichtung ist von der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co. geliefert.

verstärken zu können, sind übrigens bei allen Gruppen die Fundamente und Gruben so vorgesehen, dass an jede Turbinenwelle noch eine Dynamomaschine gekuppelt werden kann. Mit Rücksicht auf die vorhandenen Gleichstrommaschinen waren besondere Erreger nicht erforderlich, da der Erregerstrom für die Drehstrommaschinen aus dem Gleichstromnetz genommen werden kann. Ausserdem ist eine Notbatterie vorhanden.

Die Dynamowelle ruht 800 mm über dem Flur der Halle in zwei Ringspurlagern, von denen dasjenige an der Turbinenseite 800 mm, dasjenige an der Aussenseite, bezw. das Mittellager der gekuppelten Maschine, 900 mm lang ist. Das Aussenlager der gekuppelten Maschine hat eine Länge von 700 mm.

Der Anker einer Gleichstrommaschine hat 3800 mm Dm. Zwischen Anker und dem turbinenseitigen Lager sitzt ein zweiteiliges Schwungrad von 26,4 t Gewicht. Das umlaufende Magnetrad der Dreiphasen-Generatoren besteht aus 4 Teilen und hat 64 Pole. Der innere Durchmesser des gleichfalls aus vier Teilen zusammengeschraubten Ankers beträgt 6000 mm. Der einfache Luftraum zwischen Anker und Magnetkörper 7,5 mm.

Abb. 142. Innenansicht der Dynamohalle.



Das Magnetrad, welches zugleich als Schwungrad ausgebildet ist, wiegt ca. 65 t. Nabe und Kranz sind durch 12 Doppelspeichen verbunden und werden in sich durch Schrumpfringe und Sehnenschrauben zusammengehalten. Die an dem 780 mm breiten Kranze befestigten Pole haben nur 190 mm Durchmesser und sind mit Erregerspulen von 108 Windungen aus $5 \times 9{,}5$ mm starkem, hochkantig gebogenem Kupferband in 6 Lagen versehen.

An der Unterwasserseite der Dynamohalle liegt ein 2,2 m hoher und 1,4 m breiter **Kabelkanal**, von welchem aus alle Maschinengruben zugänglich sind. In diesem Kabelkanal sind die sämtlichen, zum Schaltraum führenden Leitungen untergebracht. Als **Schaltraum** ist ein 25,7 m langer und 2,0 m breiter erkerartiger Ausbau in zwei Etagen ausgebildet, welcher durch eine Glaswand, bezw. die Schalttafel selbst, von der Dynamohalle getrennt ist.

Die Gleichstromsammelschienen des Schaltraums bestehen aus je acht Kupferschienen von 10×100 mm Querschnitt, die Speiseleiter dagegen, welche in einem unterirdischen Kanal direkt nach den neben dem Krafthause liegenden Farbwerken geführt sind, der Kosten wegen aus je 16 Aluminiumschienen von 18,5/120 mm.

Alle an den Drehstromtafeln angebrachten Messinstrumente und Schalter führen nur Niederspannung bezw. sind stromlos. Der zu den Instrumenten an der Schalttafel führende Strom ist durch Messtransformatoren auf Niederspannung gebracht. Die unter 5000 V.-Spannung stehenden Maschinenleitungen gehen von dem Kabelkanal unter den Fussboden des Schaltraumes und dann senkrecht nach oben zu den an der Decke so hoch angebrachten Maschinenschaltern, dass sie vom Fussboden aus nicht erreicht werden können. Diese Schalter werden durch Vermittlung isolierender Holzstangen von den am Schaltbrett angebrachten Hebeln betätigt. Die Hochspannungsleitungen führen dann weiter in das verschlossene Obergeschoss des Schaltraums, wo sechs Sammelschienen, je drei für Licht und Kraft, untergebracht sind. Jede Maschine kann auf jede der beiden Sammelschienengruppen geschaltet werden.

Von den Sammelschienen gehen zwei Speisekabel aus, welche den Licht- und Kraftbedarf der Farbwerke decken, ferner zwei Speiseleitungen für Licht und Kraft, welche zu einem auf der Kanalinsel errichteten **Verteilungsturme** (vergl. Abb. 136) führen und schliesslich eine Leitung für den Licht- und Kraftbedarf des Werkes selbst. Für Erweiterungen ist noch Raum vorgesehen. Der Strom für

Licht und Kraft des Werkes selbst wird durch einen Transformator auf 220 V. herabgesetzt. In dem erwähnten Verteilungsturm sind zwei Ringleitungen, getrennt für Licht und Kraft, angeordnet, an welche die flussaufwärts und abwärts führenden Fernleitungen geschaltet werden können. In dem Turm befinden sich auch die Blitzschutzvorrichtungen. Eine Abbildung des Turmes findet sich auf Taf. LXXXIII, Fig. 7. Von dem Turme gingen 1904 stromaufwärts zwei Fernleitungen aus, welche auf den ersten ca. 8 km auf gemeinsamen Masten nebeneinander lagen; dann verfolgte die eine das linke Ufer des Lechs und der Wertha bis zu dem Vororte Oberhausen, die andere das rechte Ufer des Lechs nach Speisepunkten in Lechhausen und Friedberg. Die Masten der Fernleitung bestehen zum Teil aus Holz, zum Teil aus Gittermasten. Eine durch die Stadt Augsburg selbst hindurchgehende unterirdische Kabelleitung verbindet beide Fernleitungsnetze. Die Speisepunkte und Transformatorenstellen sind in den Vororten als Wellblechhäuschen mit Gittermasten ausgebildet[7]). In der Stadt Augsburg selbst mussten die Transformatorenstellen als Anschlagssäulen oder als Wandkästen ausgebildet werden, in denen die Schalt- und Sicherheitsapparate über dem Fussboden in wasserdichten gemauerten Gruben untergebracht sind.

Eine Übersicht der **Anlagekosten**[8]) ist bereits in Tabelle I, S. 242/43 gegeben. Ergänzend sei noch hinzugefügt, dass die elektrische Einrichtung des Wasserkraftwerks und der Dampfzentrale M. 827 892 gekostet hat, d. h. pro KW der installierten Generatoren (8000 KW) rd. 103,0 Mk. Beim Vergleich mit den Preisangaben in Tabelle VIII. S. 260, sind hierbei die niedrige Zahl der Uml./Min. (95) und die Kostspieligkeit der Gleichstromsammelschienen (vergl. S. 569) in Berücksichtigung zu ziehen.

Für das Fernleitungs- und Ortsnetz waren 1904 Mk. 1025 513, für Zähler Mk. 51 157 verausgabt.

§ 32. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Neckar bei Marbach für die Stadt Stuttgart. Hierzu Taf. XLVI[1]).

Bei dieser Wasserkraftanlage, welche ein kleines Gefälle bei schwankenden Wassermengen ausnützt, ist durch das Vorhandensein einer Dampfreserve und einer grossen Akkumulatorenbatterie, sowie eines sehr grossen Bedarfs eine vollkommene Ausnutzung der Wasserkraft zu allen Jahres- und Tageszeiten möglich. In richtiger Würdigung der Verhältnisse hatte die Stadt Stuttgart Anfang der 90er Jahre zwei, 20 km und 16 km von Stuttgart entfernte Wasserkräfte am Neckar bei Marbach und Poppenweiler gekauft und der damaligen Konzessionärin des Elektrizitätswerkes[2]) die Auflage gemacht, diese Wasserkräfte auszubauen und auszunutzen. Es standen an beiden Stellen je 40 cbm/sek. bei M.W. und ca. 12,5 cbm/sek. bei N.W. zur Verfügung und die technischen Anordnungen konnten so getroffen werden, dass bei M.W. ein Nutzgefälle von 2,9, bei N.W. ein solches von 3,2 m zur Verfügung stand, sodass man an den Turbinenachsen gemessen rd. 1200 PS_e bei M.W. und 400 PS_e bei N.W. erzielen konnte. Bei höheren Wasserständen nimmt das Gefälle durch Ansteigen des Unterwassers ab und kann bei Hochwasser ganz verschwinden. Die niedrigen Wasserstände treten in der Regel im Sommer ein, wo der Stromkonsum kleiner ist, ebenso die hohen Wasserstände, bei denen

---

[7]) Abb. einer solchen Transformatorenstelle findet sich auf Taf. LXXXIII, Fig. 8 bis 9a.

[8]) Entnommen aus dem Geschäftsbericht vom 30. Juni 1904 der Lech-Elektrizitätswerke A.-G. Augsburg.

[1]) Die Figur der Tafel ist nach einem von den Stuttgarter Elektrizitätswerken zur Verfügung gestellten Plane angefertigt. Die Abbildungen sind einer Broschüre der E.-A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg entnommen.

[2]) Der Kontinentalen Gesellschaft für elektrische Unternehmungen in Nürnberg.

ein Nutzgefälle ganz verschwindet. Allerdings kann der letztgenannte Fall auch in der Zeit des grössten Konsums eintreten. Da aber die Stuttgarter Elektrizitätswerke schon 1904 eine Gesamt-Dampfkraft von 4200 PS_e und über 1000 PS_e in Akkumulatoren bereit hatten und hierin für den normalen Betrieb eine reichliche Reserve enthalten war, so konnten diese Einrichtungen für einen solchen Ausnahmefall auch als Reserve für die Wasserkraft mitdienen, denn die höchsten Spitzen der Konsumkurve treten immer nur für wenige Stunden täglich während etwa zweier Monate auf. Dadurch dass man mit der Errichtung einer grossen Dampfzentrale (1895) nebst Akkumulatorenbatterie im Mittelpunkt der Stadt Stuttgart den Anfang machte und erst als der Konsum so weit gestiegen war, dass man die Zentrale auf 3000 Dampf-PS_e und 1000 PS_e in Akkumulatoren ausbauen musste, gleichzeitig mit dem Ausbau zunächst der Wasserkraft in Marbach (1898) begann, hat man erreicht, dass man sofort nach Fertigstellung des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes die ganze verfügbare Wasserkraft ununterbrochen Tag und Nacht ausnutzen und so von vornherein eine angemessene Verzinsung des angelegten Kapitals trotz der hohen Anlagekosten erzielen konnte (vergl. S. 251 und 254).

Die technische Ausführung des Kraftwerkes Marbach bot insofern Schwierigkeiten, als nach den behördlichen Vorschriften die ganze Kanal- und Fundierungsarbeit in wenig mehr als drei Monaten ausgeführt werden musste. Es sollte die Schiffahrt, welche bei sommerlichem N.W. auf dem Neckar aussetzen muss, möglichst wenig gestört werden. Andererseits wollte man auch die bei höheren Wasserständen erschwerte Wasserhaltung vermeiden und die für die Güte und Kosten der Ausführung günstigste Sommerzeit ausnützen. Der Neckar war von alters her oberhalb Marbach durch ein 165,0 m langes Hauptwehr gestaut und die Schiffahrt wurde durch den sogenannten Oberkanal geleitet, an dessen Verlauf bei Marbach sich eine Schleuse und daneben der Werkkanal mit dem Unterwasserkanal anschloss (Taf. XLVI, Fig. 1). Übrigens ist die Schiffahrt bei Stuttgart so gering, dass, abgesehen von Nachen, etwa nur 10 Lastkähne jährlich die Schleuse passieren. Das Gefälle des Werkkanals wurde für den Betrieb von Ölmühlen verwendet, welche die Stadt einschliesslich der Wasserkraft für 274000 Mark gekauft hat. Bei der Mangelhaftigkeit derartiger alter Anlagen wurden nur etwa 74 PS_e ausgenutzt. Neben dem Werkkanal lag die Schleuse für die Schiffahrt und dabei — an der Stelle des jetzigen Krafthauses — ein Überlaufwehr mit Ablaufkanal in den Neckar. Unterhalb des oben erwähnten Hauptwehres befand sich nach dem Neckarbett zu am Oberkanal ein 65,0 m breites Überfallwehr, welches zur Entlastung bei höheren Wasserständen, sowie zur Abführung des Eises im Winter zu dienen hatte und auch zukünftig dienen soll.

Um die Arbeit so weit als möglich im Trocknen ausführen zu können, wurde der Oberkanal durch einen aus einer doppelten Reihe von Spundwänden bestehenden Fangedamm von 40,0 m Länge geschlossen. Zwischen den beiden Spundwandreihen wurde eine Dichtung aus Lehm eingestampft. Auf diese Weise wurde das ganze Wasser des Neckar gezwungen, sich über das alte Wehr zu ergiessen. Nach Ablauf des Wassers aus dem Oberkanal wurden ebenso die beiden Unterwasserkanäle gegen den Neckar abgeschlossen. Alsdann wurde der Oberkanal vertieft und auf dem linken Ufer um 2,0 m verbreitert. Die Böschungen wurden auf beiden Seiten mit einer 0,40 m starken Betonschicht bis 0,30 m über dem normalem Wasserspiegel bekleidet. Ferner wurde der auf der rechten Seite liegende Leinpfad um 0,70 m erhöht.

Es wäre auf dem ersten Blick am naheliegendsten gewesen, das neue Turbinenhaus an die Stelle der alten Mühle zu legen. Der Platz war aber zu beschränkt; auch wollte man mit Rücksicht auf die möglicherweise in der Zukunft sich entwickelnde Neckar-Schiffahrt volle Freiheit zur Erweiterung der Schleusenanlage behalten. So

wurde denn das neue **Krafthaus** auf der Insel zwischen dem Neckarbett und dem Oberkanal über dem Ablaufkanal des oben erwähnten alten Überlaufwehres errichtet. Mittelst einer hochgelegenen Verbindungsbrücke ist die Zugänglichkeit zum Werke



Abb. 143. Ansicht des Krafthauses in Marbach.

jederzeit gesichert, auch wenn die Bleichwehrinseln bei H.W. überschwemmt sind (Abb. 143).

Gleichzeitig mit den Arbeiten am Oberkanal wurde der Abbruch des alten Über-

laufwehres bei Marbach, sowie der Ölmühlen bewirkt und die Erd- und Betonierungsarbeiten für den **Grundablass** (Leerschuss) in Angriff genommen. Derselbe erhielt eine Breite von 4,6 m und sein Abfallboden wurde in drei Stufen treppenförmig angelegt. Die drei Absätze erhielten je eine Höhe von 1,5 m, ihre oberen Stufenflächen aber steigen abwärts um je 50 cm an, um so ein Wasserpolster auf dem Absturzbett zu bilden und die Geschwindigkeit des Wassers wirksam zu verringern. In derselben Zeit wurden auch die Arbeiten für die Herstellung der **Turbinenkammern** und der Fundamente für das Krafthaus, sowie diejenigen für die Sohlen- und Seiten-Befestigungen des Unterwasserkanals der Turbinen in Angriff genommen. Sie waren insofern die schwierigsten, als man mit den Fundamenten zum Teil bis zu 4,0 m unter den Neckar-Wasserspiegel heruntergehen musste. Für die Hohlräume der Turbinenkammern liess man besondere Lehren zimmern, um welche der Beton herumgestampft wurde. Um die elektrischen Maschinen möglichst hochwasserfrei stellen zu können, war man bei den gegebenen Wasserstandsverhältnissen auf die Wahl stehender Schachtturbinen angewiesen. Da die Turbinen mit 1,0 m Saughöhe arbeiten sollten, musste der röhrenförmige Abfluss syphonartig so hergestellt werden, dass ein Eintauchen in das N.W. immer gesichert blieb (vergl. Taf. LXI, Fig. 1 und 2, Grundriss und Querschnitt einer Turbine). Durch eine quer über die ganze Breite des Unterkanals zur Abgrenzung der Baugrube des Krafthauses geschlagene Spundwand hat man sich gegen Unterspülungen gesichert. Hinter dieser Spundwand wurde die Sohle des Unterkanals mit Steinpflasterung befestigt, die Böschung aber in gleicher Weise wie beim Oberkanal mit einer Betonbekleidung von 0,40 m Stärke versehen. Neben den Turbinen-Einläufen von je 4,4 m Weite befindet sich noch ein **Grundablass** von 3,0 m Weite mit eingebauter **Fischtreppe**. Sehr zweckmässig zu diesem Grundablass ist die Lage des **Rechens** gewählt, weil durch den Strom des Wassers längs des Rechens das Stückeis wirksam in den Grundablass abgeführt werden kann.

Jede **Turbinenkammer** ist am Oberwasser durch je zwei Schützentafeln, am Unterwasser durch Dammbalken abschliessbar, sodass jede Turbine für sich revidiert und repariert werden kann. Die Bewegungsgetriebe der Schützen befinden sich im Innern des Maschinensaals.

Die Vertiefung des Unterkanals und des Neckars bis zur Schiffahrtsrinne wurde durch Dampfbagger mit 70—80 cbm täglicher Leistung bewirkt. Die Wasserhaltungen innerhalb der Fangedämme konnten durch zwei Lokomobilen von je 18 PS_e bewirkt werden, welche für die Nachtarbeit auch noch die elektrischen Beleuchtungsmaschinen für die Baustelle antrieben.

In dem Krafthause, welches mit Rücksicht auf die malerische Umgebung eine etwas reichere architektonische Ausstattung erhalten hat, sind ausser dem Maschinensaal in Flurhöhe an der Turmseite noch eine Werkstätte und der Schaltraum untergebracht.

Die vier Turbinen sind radial von aussen beaufschlagte und axial ausgiessende **Francis-Schacht-Turbinen**[3]) von je 300 PS_e und 34,7 Uml./Min. mit zwei übereinander liegenden Leit- und Laufradkränzen (Taf. LXI, Fig. 1 und 2 und Kap. III, 5 Turbinen). Die Schaufelzahl je eines Leitrades beträgt 30, die des Laufrades 34. Auf der stehenden Turbinenwelle befindet sich oben ein grosses Kammrad, welches die Bewegung auf ein kleines mit einem Übersetzungsverhältnis von 1:3 überträgt. Das kleinere Kammrad sitzt auf einer horizontalen Welle, welche durch eine elastische Zodelkuppelung direkt mit der Dynamowelle gekuppelt ist (Abb. 144). Die Regu-

---

[3]) Geliefert von J. M. Voith in Heidenheim a. d. Brenz.

lierung der Turbinen erfolgt für jede Turbine durch eine in einem Gleichstrom-Zweileiterkreis eingeschaltete magnetoelektrische Vorrichtung, welche sowohl an den Turbinen von Hand, als auch vom Schaltbrett aus in Tätigkeit gesetzt werden kann, um das

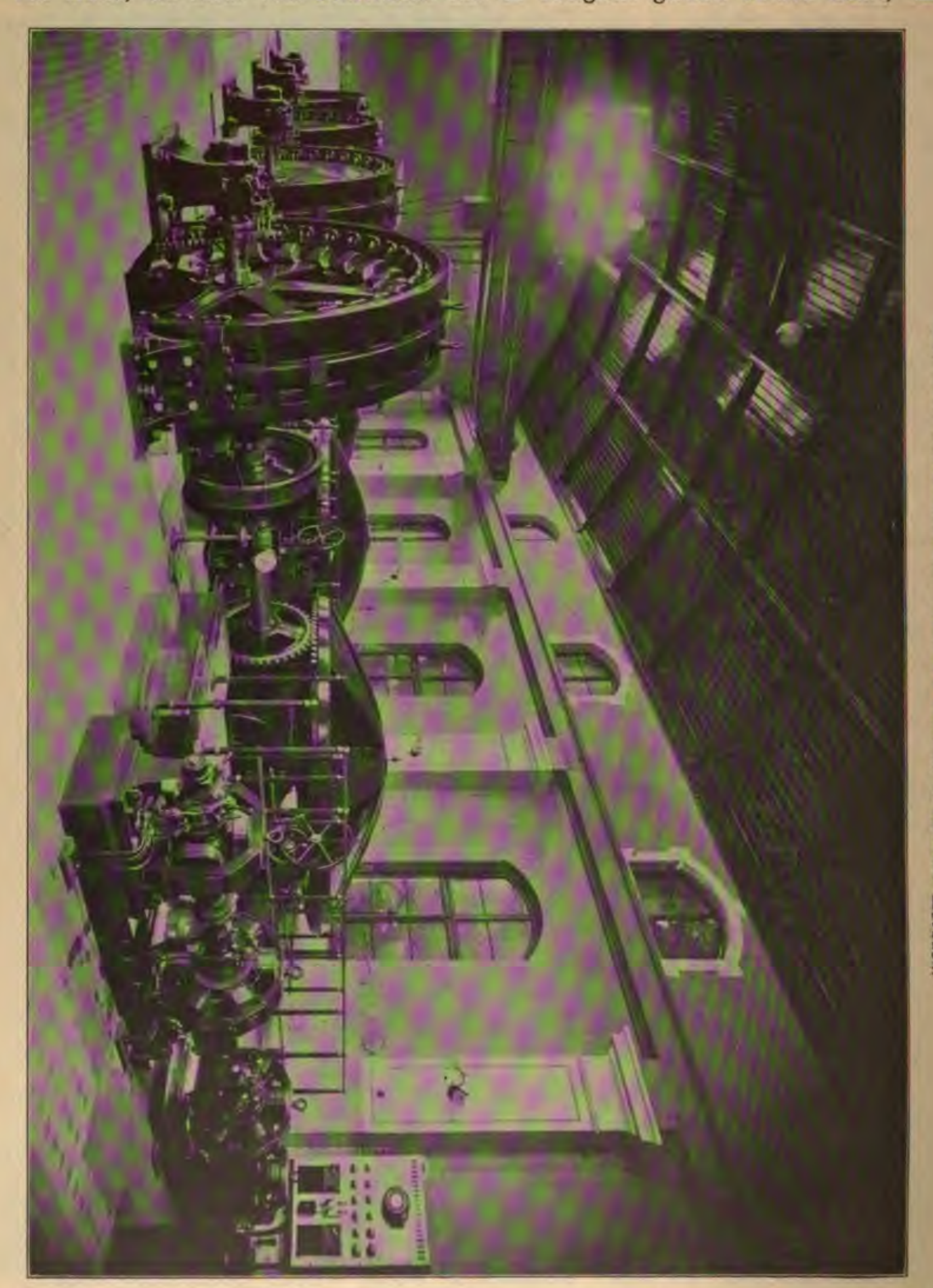


Abb. 144. Innenansicht des Maschinensaals im Krafthause Marbach.

Parallelschalten der Maschinen zu erleichtern. Die Einrichtung ist im Prinzip ähnlich derjenigen, welche im § 22 Anlage Jajce S. 495 beschrieben ist.

Ein Reibkegel an horizontaler Welle wird von der Dynamowelle aus angetrieben und läuft

immer mit. Zu beiden Seiten dieses Kegels befindet sich je eine Friktionsscheibe, welche durch Elektro-Magnete an den Kegel angepresst und von diesem mitgenommen werden. Je nachdem man die Turbinen mehr öffnen und schliessen will, wird der Elektro-Magnet der rechten oder linken Scheibe in den Stromkreis eingeschaltet. Die Friktionsscheiben wirken durch eine Räderübersetzung auf eine horizontale Spindel, auf welcher eine Mutter sich bewegt. An dieser Mutter sitzt das Gestänge für die Öffnung oder Schliessung der Turbinen-Leitschaufel. An den Endstellungen der Mutter löst sie einen Kohlenkontakt automatisch aus, sodass die Bewegung der Spindel sofort aufhört.

Jede Turbine ist mit einer **Dreiphasen-Drehstrom-Dynamo**[4]) von 220 KW-Leistung, 50 Per/sek. und einer Klemmen-Spannung von 10000 Volt gekuppelt. Durch zwei Drehstrom-Transformatoren von je 14 KW wird ein Teil des erzeugten Dreiphasenstromes auf die Spannung von 100 Volt gebracht und zwei Dreiphasen-Motoren zugeführt, von denen jeder eine Gleichstrom-Maschine antreibt. Diese liefern den Strom für die Erregung der Drehstromgeneratoren, für die Turbinen-Regulatoren, sowie für die Beleuchtung der Zentrale. Um auch bei Stillstand der Turbinen den nötigen Gleichstrom zur Verfügung zu haben, war die Aufstellung einer Akkumulatorenbatterie von 60 Zellen, einer Kapazität von 298 Amp. und einer Entladungsstromstärke von 96 Amp. erforderlich. Die Apparatenwand steht an der turmseitigen Wand des Maschinensaales, welche den in dem Anbau untergebrachten Schaltraum vom Maschinensaale trennt (Abb. 143). Aus dem Schaltraum steigen die Hochspannungsleitungen in der hohlen, feuerfesten Spindel der Turmtreppe empor und verlassen vom Turme aus das Krafthaus.

Die **Fernleitung** selbst besteht aus zwei Gruppen von je drei 7 mm starken Kupferdrähten. Die zweite Gruppe ist für das später auszubauende Kraftwerk in Poppenweiler bestimmt und dient vorläufig als Reserve. Die Leitungen liegen meistens auf Holzmasten mit eisernen Auslegern. Nur an den Knickpunkten, bei längeren geraden Strecken in bestimmten Abständen, sowie bei Strassen- Fluss- oder Eisenbahnübergängen sind eiserne Gittermasten verwendet. Abgesehen von den Sicherungen und Blitzableitern in dem Krafthause selbst, ist die rd. 20 km lange Leitung noch an acht Stellen durch Hörner-Blitzableiter gesichert. Auf dem gleichen Gestänge befindet sich noch eine aus zwei je 3 mm starken Kupferdrähten bestehende Telephonleitung zur Verbindung der Kraftstation Marbach mit den einzelnen Unterstationen und der Dampfzentrale in Stuttgart. Zur Vermeidung von Induktionswirkungen sind die zwei Hauptfernleitungen an sechs Stellen und in ähnlicher Weise auch die Telephonleitung verdrillt. In der Transformatorenstation auf der unteren Prag geschieht die Spannungsermässigung von 10000 auf 3000 Volt durch drei stehende Transformatoren von je 300 KW-Leistung (vergl. Abb. 145).

Das Gebäude hat im ganzen nur 97,0 qm bebauter Grundfläche. Im unteren Geschoss, welches nach Anlegung der bebauungsplanmässig vorbeiführenden Parkstrasse zu einem Kellergeschoss werden wird, sind die Transformatoren aufgestellt, während im oberen Geschoss Ausschalter, Blitzableiter und Sicherungen untergebracht wurden. Von der Transformatoren-Unterstation wird der Strom mittelst verseilter Kabel unterirdisch zur Umformerstation in Stöckach geleitet, wo der Strom, in Gleichstrom umgeformt, ins Netz geliefert wird. Diese Unterstation wurde in dem östlichen Aussenbezirk Stöckach angelegt, weil der Stromkonsum in diesem Bezirk besonders durch zwei östliche Strassenbahnlinien nach Ostheim und Gaisburg so gross geworden war, dass die bisherige Versorgung des Gebietes von der Hauptzentrale aus unter Verwendung sogenannter Zusatzmaschinen nur mit grossen Energieverlusten, d. h. in unwirtschaftlicher Weise aufrecht erhalten werden konnte. Da aber beim Beginn der Stromlieferung in Marbach die völlige Ausnutzung der Wasserkraft durch das von der Unterstation Stöckach beherrschte Leitungsnetz noch nicht möglich war, wurde das Kabel auch noch nach der Dampfzentrale im Zentrum der Stadt verlängert, um hier den Strom der Wasserkraft namentlich für Strassenbahnzwecke zu verwenden.

---

[4]) Die ganze elektrische Einrichtung ist von der E.-A. vorm. Schuckert & Co. in Nürnberg geliefert.

Über die Kosten der Anlage sind bereits in Tabelle I, S. 242/43 Angaben gemacht. Erwähnt sei noch, dass die elektrische Einrichtung des Krafthauses Marbach einschliesslich der Transformatoren Mk. 200000 oder rd. 166 Mk. pro inst. Turbinen-



Abb. 145. Transformatorenstation der Anlage Marbach-Stuttgart auf der unteren Prag.

PS_e gekostet hat. Die Höhe des Einheitspreises im Vergleich zu den Angaben in den Tabellen VII und IX, S. 261 und 262 erklärt sich aus der sehr kleinen Umdrehungszahl der Generatoren.

Im Durchschnitt der Jahre 1903 und 1904 konnte das Wasserkraft-Elektrizitätswerk bereits 4400000 KW-Stunden pro Jahr abgeben, sodass die ganze installierte Leistung von 800 KW mit 5500 Stunden voll belastet ausgenutzt wurde.

---

§ 33. Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk Rheinfelden am Rhein
der Kraftübertragungswerke Rheinfelden A.-G. Hierzu Taf. XLVII[1]).

Diese Anlage ist zurzeit noch die grösste ihrer Art in Deutschland und für viele später errichtete Kraftwerke vorbildlich geworden. Sie verdankt ihre Entstehung gleichfalls der Initiative grosser Industriegesellschaften[2]). Die Vorbereitungen zu dieser Unternehmung reichen bis ins Jahr 1889 zurück und beweisen, dass die Unternehmer von der Zweckmässigkeit der Verwendung von Wasserkräften zur Übertragung elektrischer Energie überzeugt waren, noch ehe die vorteilhafte Durchführbarkeit solcher Kraftübertragungen durch den grossen Versuch Laufen-Frankfurt a. M. (vergl. S. 11) gelegentlich der Frankfurter Ausstellung aller Welt vor Augen geführt wurde.

Der Rhein führt nach Einmündung der Aare eine ziemlich konstante Wassermenge von etwas mehr als 350 cbm/sek. und hat auf einer Strecke von ca. 2400,0 m Länge vom Beuggersee bis zur Rheinbrücke bei Rheinfelden in drei Stromschnellen ein Gefälle von 6,6—7,5 m. Das ursprüngliche Projekt[3]) sah neben einem festen Wehr und einem kurzen Zuführungskanal am rechten Rheinufer ein Turbinenhaus mit 50 Turbinen vor, von denen je zwei mittelst Zahnradvorgelege mit einer Dynamomaschine gekuppelt werden sollten. Es waren Jonvalturbinen in Aussicht genommen von 330 PS. bei 44 Uml./Min. Man hatte das Zahnradvorgelege projektiert, um eine grössere Tourenzahl der elektrischen Maschinen zu erzielen. Das Wasser sollte von dem Kanal in die Turbinenkammern und von hier unter die von gusseisernen Säulen getragene Kanalsohle hindurch in den Rhein geleitet werden. Auch bestand zunächst die Absicht, das ganze verfügbare Gefälle an einer Stelle auszunutzen. Von der letztgenannten Absicht nahm man aber wieder Abstand, weil wegen der Grösse und Kosten das Risiko damals noch zu gross erschien. Ende des Jahres 1893 konnte man die Ausführung des Unternehmens als gesichert ansehen, nachdem einer von der grossherzoglich badischen Regierung gestellten Bedingung entsprechend die Gründung der Aktiengesellschaft „Kraftübertragungswerke Rheinfelden“ nach deutschem Aktienrecht mit zunächst 4000000 Mk. Kapital beschlossen und gegenüber den schweizerischen Behörden die Verpflichtung übernommen war, im Kanton Aargau eine Zweigniederlassung dieser Gesellschaft einzurichten. Inzwischen hatte die führende Gesellschaft auf Vorschlag ihres beratenden Wasserbau-Ingenieurs[4]) das Projekt dahin abgeändert, dass der Werkkanal erweitert und vertieft wurde zur Verminderung des Gefällverlustes, dass der Oberwasserkanal verlängert und der Unterwasserkanal verkürzt wurde, um Kosten zu sparen, dass ferner das Turbinenhaus schräg in

[1]) Die Fig. 1 der Taf. XLVII ist einer Broschüre der A.-E.-G. Berlin, die Fig. 5 und 6 sind der Elektrotechnischen Zeitschr. 1896 S. 404, Vortrag des Generaldirektors E. Rathenau entnommen, die übrigen Fig. und die Abb. sind nach Handskizzen und Photographien angefertigt.

[2]) Der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft in Berlin, Escher, Wyss & Co., Zürich und Maschinenfabrik Oerlikon in Oerlikon bei Zürich.

[3]) Verfasst von Conrad Zschokke in Aarau.

[4]) Otto Intze in Aachen † 1904 (S. 24).

den Kanal gestellt und schliesslich, dass statt 50 nur 20 entsprechend grössere Turbinen mit vertikaler Achse und direkt gekuppelten Dynamomaschinen zur Aufstellung gelangen sollten. Dieses veränderte Projekt fand im April 1895 die Genehmigung der Uferstaaten, ist aber später noch wesentlichen Änderungen unterzogen worden.

Das Wehr bestand früher aus einem **Überfallwehr** und einer **Flossgasse** (Taf. XLVII, Fig. 1). Durch letztere sollten zugleich die 50 cbm/sek. fliessen, welche konzessionsmässig mindestens jederzeit ins Unterwasser abzulassen sind. Auf dem Grundwehr sind später durch Pfeilerstellungen **acht Öffnungen** von je 22,20 m lichter Weite gebildet, welche durch kastenförmige, schmiedeeiserne Schützen (Abb. 146) verschliessbar sind mit dem Zwecke ein um 1,0 m höheres Gefälle an den Turbinen zu erzielen. Es sind ferner **drei Grundablassöffnungen** neben der Flossgasse angelegt zur Abführung des Kieses, welcher trotz des rheinaufwärts-liegenden Beuggersees in grossen Mengen bei höheren Wasserständen an das Wehr herangeführt wird (Taf. XLVII, Fig. 2 und 3).

Abb. 146. Ansicht des Fischpasses und der ersten grossen Wehröffnung am linken Ufer.



Da das Ufer an der linken, schweizerischen Seite **aus rutschigem Boden** bestand, musste hier eine ca. 100,0 m lange kräftige Ufermauer angelegt und flussabwärts von derselben das Ufer noch mit Steinpackungen befestigt werden. In der Wehrachse schliesst sich an diese Ufermauer zunächst ein ca. 3,5—4,0 m breiter **Fischpass** an (Abb. 146) und dann folgen die erwähnten acht Öffnungen. Um Raubfischerei im Fischpass zu verhüten, ist längs desselben auf der erwähnten Ufermauer eine hohe Schutzmauer errichtet worden. Der Fischpass ist nach dem sogenannten Wildbachsystem angelegt. Die Sohle steigt rampenförmig an und gewährt den aufsteigenden Fischen durch eingebaute Felsblöcke, Kolke etc. zahlreiche Ruhepunkte.

Die Krone der rheinwärts gelegenen Fischpassmauer liegt mit der Oberkante der Schützentafeln im geschlossenen Zustande auf gleicher Höhe, sodass sie bei höheren Wasserständen mit als Überlauf wirkt. Die schmiedeeisernen Schützentafeln der grossen Öffnungen sind oben mit einer geneigten Überlauffläche aus Holz versehen, weil sie bei höheren Wasserständen z. T. auch als Überläufe dienen sollen. Um die Angriffspunkte der Hebeseile bei überströmendem Wasser zu schützen, sind um dieselben auf den Schützen doppelfischbauchförmige eiserne Schutzkästen aufgesetzt von ca. 75 cm Höhe, deren Oberkante auf alle Fälle über denjenigen Wasserspiegel empor reicht, bei dem einzelne Schützen noch geschlossen bleiben müssen. Da der Wasserdruck auf die langen Schützentafeln verhältnismässig nur klein ist (ca. 15,5 t bei 1,2 m Wasserdruck), so macht das Heben und Senken der langen Schützentafeln keinerlei Schwierigkeiten. Die Pfeiler der

erwähnten grossen Öffnungen sind aus Eisenfachwerk mit Betonausfüllung hergestellt und stehen auf Caissons, welche mittelst Pressluft versenkt wurden. Die Stärke eines Mittelpfeilers beträgt in der Richtung der Wehrachse gemessen ca. 0,75 m, die Stärke der Endpfeiler etwa 2,0 bis 2,5 m. Auch die Fundierung des Grundwehres musste teilweise mittelst Pressluft nachträglich vertieft werden, weil sich bei der eigentümlichen Schichtung des die Flussohle bildenden Gebirges Wasseradern unter die Wehrsohle hindurch gezweigt und Auswaschungen am Sturzbett gebildet hatten. An die letzte grosse Öffnung, vom linken Ufer aus gezählt, schliesst sich ein ca. 5,0 m breiter **Fischpass** an. Die Gesamtbreite des Wehres bis zum linken Pfeiler der dann folgenden Flossgasse beträgt rd. 197,7 m. Die **Flossgasse** ist 20,0 m breit im lichten und 60,0 m lang. In derselben Öffnung befindet sich noch eine weitere **Fischleiter** von nur 2,0 m Breite im lichten, welche mit dem vorerwähnten Fischpass eine gemeinsame Mittelmauer hat.

Die Grundschwellen der an die Flossgasse anschliessenden drei **Grundablässe** von je 10,0 m lichter Breite liegen nur wenig über der Flussohle, sodass die gleichfalls eisernen Schützentafeln ca. 5,0 m hoch sind. Diese grossen Schützentafeln sind nach dem System Stoney ähnlich wie diejenigen der Anlage Chèvres und Hagneck konstruiert. Sie laufen wie diese auf Walzen, ihr Gewicht ist durch Gegengewichte ausbalanciert und die Dichtung, wie bei den erwähnten Anlagen, durch besondere Dichtungsstäbe zwischen gehobelten Schlussflächen bewirkt (Kap. III. 3. Schützen und Taf. LV, Fig. 11).

Das Sturzbett aller Wehröffnungen ist durch Betonschüttung auf dem felsigen Untergrund befestigt. An den erwähnten acht grossen Hochwasseröffnungen stürzt das Wasser steil ab und das Sturzbett ist durch vorstehende, fest einbetonierte Felsstücke rauh gemacht, um die Geschwindigkeit des Wassers auf dem befestigten Abfallboden zu brechen. Die Baugrube des alten Überfallwehres wurde durch Ausgraben und Aussprengen der felsigen Flussohle in verschiedener Tiefe je nach der Beschaffenheit des Felsens im Schutze von Fangdämmen hergestellt und mit Beton ausgefüllt, worauf dann der Wehrkörper selbst sowie das Sturzbett gleichfalls in Beton gesetzt wurden.

Die **Bedienungsbrücken**, welche das Aufzugsgetriebe tragen, liegen über den Grundablässen höher als über der Flossgasse und über dieser höher als über den 8 Hochwasseröffnungen, entsprechend der Höhe der Schützentafeln; sie sind aber durch Treppen miteinander verbunden (Taf. XLVII, Fig. 3). Eine bogenförmige Mauer verbindet den rechten Endpfeiler des Grundablasses mit der linken Kanalmauer. Die Krone beider Mauern liegt über Hochwasser. Die erwähnte bogenförmige Mauer trägt eine Brücke zur Verbindung der Kanalbrücke mit den Bedienungsbrücken des Wehres und es sind in ihr zwei doppelte **Eisschützen** angelegt. Um die Flösse sicher zur Flossgasse zu leiten, sind im Zuge des rechten Pfeilers der Flossgasse in einer schräg zum rechten Ufer herübergehenden Linie 7 Ducdalben in Entfernungen von je ca. 20,0—25,0 m voneinander gesetzt, vor welchen von Ducdalben zu Ducdalben schwimmende, hölzerne Leitflösse festgemacht sind. Die Ducdalben bestehen aus einem pyramidenförmigen eisernen Gerüst mit Betonausfüllung. Durch die Leitflösse wird das schwimmende Eis des Rheines zum grössten Teile nach der Flossgasse zu abgewiesen, also vom Kanal zurückgehalten. Anschliessend an die linke Begrenzungsmauer der Flossgasse ist gleichfalls ein Leitfloss gelegt, welches sich gegen einen, schräg aufwärts nach der Flussmitte zu gesetzten Ducdalben stützt.

Der **Werkkanal** hat eine Sohlenbreite von 50,0 m und eine Länge von ca. 980,0 m. Er soll beim normalen Gefälle an den Turbinen von 5,6 m 270 cbm/sek., bei 4,2 m Gefälle 370 cbm/sek. führen. Auf der linken Seite ist er durch eine, auf dem Felsen fundierte,

etwa 7,0 m hohe Mauer begrenzt, welche auf der Sohle 4,0 m und an der Krone 1,5 m stark ist. Die rechte Uferböschung des Werkkanals ist mit einer 20,0—25,0 cm starken Steinpflasterung gesichert, welche auf dem gewachsenen Felsen ruht. Am **Einlauf** ist quer über den Kanal eine Brücke auf eisernen, je 5,0 m voneinander entfernten Gitterpfeilern angebracht, welche die beiden Ufer des Kanals verbindet. Diese Brücke dient ausserdem noch verschiedenen anderen Zwecken. Ihre Pfeiler sollen für Dammbalken als Widerlager dienen, um im Bedarfsfalle den Kanal trocken legen zu können. Die Pfeiler sollen ferner Schutzgitter aufnehmen, welche während einiger Monate im Jahre eingesetzt werden müssen, um im Interesse der Fischzucht den Fischen den Eintritt in den Kanal zu wehren. Die Pfeiler tragen ausserdem einen groben Rechen, welcher treibende Körper aufhalten soll. Schliesslich trug die Brücke früher die Aufzugsvorrichtungen für eiserne Klappen, welche über eine, an der inneren Seite längs der Brücke angelegte **Kiesrinne** geklappt werden sollten. Diese Kiesrinne hat eine Breite von 2,50 m und eine Tiefe von 1,0 m bis 1,25 m und mündet an einer in der linken Kanalmauer angelegten **Spülschütze**. Man hoffte durch das Bedecken der Rinne mittelst der eisernen Klappen und Aufheben einzelner von ihnen die Kiesrinne in ihrer ganzen Länge wirksam spülen zu können. Diese Einrichtung hat sich aber nicht bewährt, weil sich die kleine Rinne zu schnell füllte und deshalb unwirksam wurde, ganz abgesehen von der Schwierigkeit und Kostspieligkeit der Handhabungen mit den eisernen Klappen. Tatsächlich gelangen Kies und Sand in ziemlichen Mengen in den Kanal hinein. Es wird deshalb vermutlich nichts anderes übrig bleiben, als in ähnlicher Weise, wie dies bereits in Chèvres geschehen ist, eine Grundmauer von dem rechten Endpfeiler des Grundablasses flussaufwärts mit Anschluss an das rechte Ufer anzulegen (vergl. Taf. XLVII, Fig. 2 die gestrichelte Linie), über welche bei gestautem N.W. die für den Betrieb notwendige Wassermenge überfliessen könnte, welche aber bei Hochwasser das Geschiebe des Flusses wirksam von dem Kanal abhalten würde.

Der **grobe Rechen** liegt an der Brücke insofern nicht glücklich, weil er bei der zu grossen Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers in den Kanal nur mit Aufwand von sehr viel Mannschaften zu reinigen ist. Wenn der Rhein nach den Frühjahrs- und Winterstürmen viel Holzstücke und Stückeis führt, setzen sich solche Schwimmkörper am Rechen fest und verengern das freie Durchflussprofil derartig, dass ein Stau von 0,25—0,30 m und mehr entsteht. Die Schwimmkörper werden infolgedessen so stark gegen den Rechen gedrückt, dass bei der lotrechten Stellung der Rechenstäbe die Reinigung derselben von der Brücke aus mit Menschenkraft wegen der hohen Kosten kaum durchführbar ist. Leichter wäre die Beseitigung der Schwimmkörper am Rechen von einem Kahn aus möglich, welcher an einem quer über die Kanalmündung gespannten Drahtseile geführt werden könnte. Für eine Neuanlage ähnlicher Art dürfte es vorzuziehen sein, den Rechen spitzwinkelig gegen die Kanalachse (etwa wie auf Taf. XLVII, Fig. 2 durch die gestrichelte Linie angedeutet), anzulegen, weil es dann leichter sein würde, Schwimmkörper, welche sich am Rechen festgesetzt haben, mit Hilfe des längs des Rechens fliessenden Stromes nach einer in der flusseitigen Kanalmauer anzulegenden Eisschütze zu bringen. Auch würde dadurch die freie Einflussöffnung grösser, die Eintrittsgeschwindigkeit also kleiner.

Die Sohle des Werkkanals ist in Form eines umgekehrten Gewölbes hergestellt und hat in der Mitte eine **Schlammrinne**, welche bis zu dem, am unteren Ende des Kanals, neben dem Turbinenhause befindlichen **Freilauf** führt.

Die Wassertiefe im Kanal schwankt zwischen 3,7 m bei N.W. und 5,3 m bei H.W. Das Gefälle der Sohle beträgt 0,6 ‰. An zwei Stellen sind an der linksseitigen

Kanalmauer nachträglich lange **Überläufe** angelegt (Taf. XLVII, Fig. 3). Man war an der Stelle, wo das Krafthaus liegt, in der Entwickelung nach der Breite dadurch beschränkt, dass das Ufer des Flusses ziemlich steil ansteigt und man bei Verbreiterung des Kanals oder des Krafthauses sehr kostspielige Bodenbewegungen und Uferbefestigungen hätte ausführen müssen (Abb. 147). Es ergab sich daraus schon die Wahl von Turbinen mit stehender Welle. Das Kanalprofil verengt sich längs des 165,0 m langen Krafthauses nach dem Unterwasser zu, was dadurch begründet erscheinen könnte, dass die Wassermenge mit jeder im Betriebe befindlichen Turbine stromabwärts abnimmt. Das zu stark verengte Kanalprofil vor dem Krafthause hat jedoch den Nachteil, dass die Geschwindigkeit des Wassers vor dem Rechen bei vollem Betriebe eine reissende werden muss, um das nötige Betriebswasser durchzulassen, was natürlich mit Gefälleverlust verbunden ist.

Abb. 147. Ansicht des Krafthauses.

Es wird dadurch auch viel Kies bis an den Rechen und durch den **Rechen** hindurch in die Turbinen hinein gerissen. Die grossen Harken, welche zum Reinigen des Rechens dienen, werden mit solcher Gewalt gegen die Rechenstäbe gedrückt, dass 4—5 Mann dazu gehören, um eine Harke zu bedienen. Der Vorteil der schrägen Stellung des Krafthauses und des Rechens ist aber, abgesehen von der Kostenersparnis, der, dass bei geöffnetem Freilauf ein so starker Strom in der Längsrichtung des Rechens entsteht, dass viel **schwimmendes Stückeis** bis zum Freilauf mit fortgerissen wird. Durch die schräge Stellung des Turbinenhauses wurde der Platz gewonnen, um 20 **Turbinenkammern** von je 5,50 m Breite und 10,0 m Länge bei 1,25 m starken Trennungsmauern anzulegen und daneben noch eine **Kahnschleuse** von 3,0 m lichter Breite und 15,75 m Länge und einen **Freilauf** von 6,0 m Breite einzubauen. Die Kahnschleuse ist mit Toren von dem gewöhnlichen Modell verschliessbar. Kanalaufwärts ist am Ende des Krafthauses noch eine Fischleiter angelegt. Der **Unterwasserkanal** ist in den Felsen der Flussohle eingesprengt und linksseitig durch eine Mauer so eingefasst dass der Strom des Betriebswassers flussabwärts gedrängt

wird. Dennoch ist das schweizerische Ufer gegenüber dem Krafthause durch Steinpackungen besonders gesichert. Oberhalb des Krafthauses führt eine Brücke über den Rhein, welche auf badischer Seite in die zur Verbindung des Krafthauses mit der neuentstandenen Industriestadt Badisch-Rheinfelden angelegte Zufahrtstrasse einmündet (Abb. 147).

Der **Maschinensaal** hat eine Gesamtlänge von 150,0 m, eine lichte Breite von 10,0 m und eine lichte Höhe von 8,0 m bis zur Unterkante der Dachbinder. Es stehen demnach rd. 8,9 qm Bodenfläche pro 100 installierte PS_e zur Verfügung. Die tiefer gelegenen Teile des Krafthauses (Taf. XLVII, Fig. 5 und 6) sind mittelst Caissons pneumatisch fundiert. In der Mitte des Krafthauses ist in einem erkerartigen Vorbau von 2,75 m Breite und 30,0 m Länge in drei Etagen übereinander die **Schaltanlage** untergebracht, sodass hierfür im ganzen rd. 250,0 qm zur Verfügung stehen, d. h. pro 100 install. PS_e 1,47 qm. Mit einem Laufkran von 40,0 t Tragfähigkeit und elektrischem Antrieb kann der ganze Maschinensaal bestrichen werden. An der nach dem Werkkanal gelegenen Wand des Maschinensaales entlang läuft eine Galerie, welche die Bewegungsgetriebe der **Drehtore** trägt. Jede Turbinenkammer ist durch zwei eiserne Drehtorflügel mit vertikalen Achsen von 2,75 m Breite und 5,0 m Höhe verschliessbar. Um die kanalwärts gelegene Wand des Maschinensaales aufzunehmen, ist jede **Turbinenvorkammer** durch eine Reihe Walzträger überdeckt, welche zugleich den oberen Anschlag der Drehtore tragen. Bei leeren Turbinenkammern entsteht ein Druck von 70000 kg auf die Drehtore und es mussten deshalb die Zapfen mit besonderer Sorgfalt konstruiert werden. Die vor das Krafthaus vorspringenden Trennungsmauern der einzelnen Kammern tragen die Bedienungsbrücke des Feinrechens, welcher in einer Neigung von etwa 45° gegen die Horizontale aufgestellt ist und sich in der Kanalsohle auf einen Betonsockel und oben, an der Bedienungsbrücke, auf Walzträger stützt. Ausserdem sind die Rechenstäbe noch einmal in der Mitte durch Walzträger verstärkt, welche durch schräge Stützen gegen die Pfeiler der Turbinenkammern abgesteift sind. Die lichte Weite zwischen den Stäben soll 35 mm betragen.

Unter der Mittellinie des Maschinenhauses steht in jeder Turbinenkammer eine **Francisturbine**[5]) von je 840 PS_e Nutzleistung und mit je zweimal vier Laufkränzen. Die zuerst aufgestellten 9 Turbinen machen 55, die später aufgestellten 11 Turbinen 68 Uml./Min.

Jedes der zwei Turbinenräder hat 2,35 m Spaltdurchmesser und 1,24 m Höhe. Der Mittelabstand der beiden übereinanderstehenden Turbinenräder beträgt 3,37 m. Jedes Laufrad ist in der Mitte durch eine volle Scheibe in zwei Teile geschieden, sodass zwei Kränze nach oben, zwei nach unten ausgiessen. Die Beaufschlagung erfolgt radial von aussen, der Ausguss axial nach unten und nach oben. Es mag hier auf den Unterschied mit den Francis-Turbinen des zweiten Ausbaus von Chèvres hingewiesen werden, bei denen die Beaufschlagung von innen erfolgt und eine starke hydraulische Entlastung stattfindet.

Die Saugkanäle sind z. T. in Schmiedeeisen, z. T. in Beton gebildet. Bei den Betonkanälen wurde die erforderliche Form durch entsprechend verlegte Walzträger gegeben. Das untere Leitrad sitzt auf einem Tragringe, welcher in den Beton eingelassen ist und das Wasser der beiden untersten Turbinenkränze in den zugehörigen Saugkanal führt. Auf dem unteren Leitrad ist auch der schmiedeeiserne Kessel befestigt, durch welchen der mittlere und obere Saugkanal gebildet werden. Die Stahlwellen der Doppelturbinen haben einen Dm. von 300 m und sind dreimal gelagert. Das oberste Führungslager ist mit dem Ankerrahmen des Generators verbunden. Das unterste Lager dient zur Abstützung der Gewichte bei der Montage und Demontage und die Welle läuft

---

[5]) Geliefert von Escher, Wyss & Co.

in ihm auf Pockholz. Die Dynamowelle ist mit der Turbinenwelle mittelst Flanschenkuppelung verbunden, und letztere auf einer Zwischendecke, welche durch starke Walzträger gebildet ist, in einem Öldruck-Ringspurlager geführt. Die Träger der Zwischendecke bilden zu gleicher Zeit eine wirksame Verankerung der einzelnen Wände der Turbinenkammern untereinander. Das Ringspurlager wird durch Pressöl mit 25 Atm. Überdruck entlastet.

Die Regulierung der Turbinen erfolgt durch Ringgitterschieber, welche vor den Leitradzellen auf und ab bewegt werden. Jedes Leitrad hat 36 Zellen, jedes Laufrad 32. Der Maximalnutzeffekt der Turbinen wird bei hohem Gefälle erzielt, während bei geringen Gefällshöhen, die bei H.W. eintreten, der grössere Wasserverbrauch ohnehin keine Rolle spielt. Das Gefälle beträgt bei N.W. 5,6 m, bei H.W. 4,2 m. Der Wasserverbrauch schwankt pro Turbine zwischen 15—20 cbm/sek. Die vier unteren Gitterschieberkränze werden gemeinschaftlich geöffnet und geschlossen. Bei hohem Gefälle arbeitet das untere Turbinenrad allein und das obere bleibt geschlossen. Sinkt das Gefälle, so werden zunächst die beiden unteren Kränze des oberen Turbinenrades und bei weiterer Abnahme des Gefälles auch die beiden oberen geöffnet. Die Ringgitterschieber der beiden oberen und der beiden unteren Kränze des oberen Leitrades sind deshalb voneinander unabhängig. Das Heben und Senken der Ringgitterschieber geschieht mittelst Druckstangen. Für die beiden oberen Ringgitterkränze, welche nicht zusammenhängen, ist die Einrichtung getroffen, dass durch verstellbare Mitnehmer an denselben, nach Belieben jeder Doppelkranz für sich oder beide gemeinsam bewegt werden können. Alle Druckstangen der Ringschieber können von Hand reguliert werden, sind aber in der Regel mit einem hydraulischen Servomotor in Verbindung gesetzt. Dieser wird gleichfalls durch Pressöl von 25 Atm. Überdruck betätigt und seine Bewegung wird durch Ventile reguliert, welche durch einen Fliehkraftregler je nach der Tourenzahl der Turbinen geöffnet und geschlossen werden.

Jede Turbinenwelle treibt eine einfachwirkende Differenzial-Ölpumpe an. Sämtliche Ölpumpen sind an eine gemeinsame Druckleitung angeschlossen, arbeiten aber für gewöhnlich direkt auf das Spurlager und den Servomotor ihrer Turbine. Das von den Lagern und Servomotoren zurückkommende Öl wird zweimal filtriert und dann von den Ölpumpen wieder frisch angesaugt. In der 75 cm starken Betondecke jeder Turbinenkammer befindet sich eine kreisrunde Durchbrechung von 3,5 m Dm., durch welche alle Teile der Turbinen mittelst des Laufkrans herausgehoben werden können, sobald das Magnetrad der Dynamomaschinen entfernt ist. Bei 10 Turbinenkammern ist die Rückwand nach dem Unterwasser zu durch schmiedeeiserne, kastenförmige Schützentafeln gebildet, welche mittelst des Laufkrans entfernt werden können, wodurch bei H.W. der Weg durch die Turbinenkammern geöffnet wird, wenn die Drehtore offen und die Turbinen geschlossen sind. Nachdem man aber dem Hochwasser im Werkkanal durch Anlegung der Uferläufe einen anderen Abfluss verschafft hat, können diese Schützentafeln dauernd geschlossen bleiben.

Von den Turbinen sind gekuppelt:

Fünf mit **Drehstromgeneratoren**[6]) von 6800 V.-Spannung und 59 Ampère bei 55 Uml./Min., welche festen Anker und bewegliches Magnetrad haben,

drei mit **Drehstromgeneratoren** von 6800 V.-Spannung und 58 Ampère Stromstärke bei 55 Uml./Min., welche nach dem sogenannten Unipolar-Typ mit feststehendem Erregersystem gebaut sind,

sechs mit **Gleichstromgeneratoren** von 90 V.-Spannung und 6000 Ampère bei 55 Uml./Min. Diese liefern den Strom für die Aluminiumindustrie-Aktiengesellschaft Neuhausen, Filiale Badisch-Rheinfelden, zur Gewinnung von Aluminium und Kalzium-Karbid,

zwei mit **Gleichstromgeneratoren** von 155 V. Spannung und 4000 Amp. Stromstärke bei 68 Uml./Min., welche Strom für eine Natriumfabrik liefern,

[6]) Die ganze elektrische Einrichtung ist von der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft in Berlin geliefert.

vier mit **Gleichstromgeneratoren** von 130—140 V. Spannung und 4500 Amp. bei 68 Uml./Min. Diese vier Maschinen versorgen die in der Nähe liegende elektrochemische Fabrik Griesheim-Elektron, Werk Badisch-Rheinfelden, mit Strom zur Fabrikation von Chlorkalk und Karbid.

Alle zwölf Gleichstromgeneratoren liefern den Strom direkt in die betreffenden Werke. Die acht Drehstrommaschinen versorgen das Netz der Übertragungswerke Rheinfelden. Für die Erregung der Wechselstrommaschinen sind zwei rotierende Umformer aufgestellt. Der von den Sammelschienen kommende Drehstrom von 6800 V. Spannung wird, bevor er in den Drehstrommotor eintritt, auf 500 V. Spannung heruntertransformiert. Die Erregerspannung beträgt 155—170 V. Für den Fall, dass an diesen Umformern Störungen eintreten, sowie bei erstmaligem Anfahren, kann von drei Gleichstromdynamos Erregerstrom gegeben werden.

Die **Schaltanlage** der Drehstromgeneratoren befindet sich im Mittelbau des Krafthauses. Das Schaltbrett selbst ist erhöht aufgestellt, sodass von demselben aus sämtliche Maschinen überblickt werden können.

Sämtliche Drehstromgeneratoren arbeiten parallel auf die Hauptsammelschienen. Die letzteren können, behufs Vornahme von Reparaturen während des Betriebes, unterteilt werden. Neben diesen Hauptsammelschienen sind noch Hilfssammelschienen vorhanden. Dieselben können von je zwei Generatoren aus Strom erhalten, sowie mit den Hauptsammelschienen parallel geschaltet werden. Auch können sämtliche abgehende Fernleitungen, sowohl auf die Hauptsammelschienen als auch auf die Hilfssammelschienen geschaltet werden. Dadurch ist man in der Lage, jede einzelne dieser Leitungen, ohne Unterbrechung des übrigen Betriebs, nach Reparaturen usw. für sich zu prüfen und allmählich in Betrieb zu nehmen, sowie stark schwankende Betriebe vom allgemeinen Licht- und Kraftnetz zu trennen und separat zu speisen.

Ausser den bereits erwähnten Kraftmaschinen war 1904 in einem besonderen Gebäude bereits eine **Dampfreserve** in Form einer Dampfturbine, System Brown-Boveri-Parsons vorhanden, welche direkt gekuppelt ist mit einem Drehstromgenerator von 1400 KW Leistung und 6800 V. Spannung bei 1500 Uml./Min.

Die Dampfreserve tritt in Tätigkeit bei Hochwasser, Grundeis und im Winter zur Überwindung der Höchstbelastung, wenn zeitlich der Grösstkonsum von Licht mit dem Kraftkonsum zusammenfällt.

Von dem Krafthause gehen als Fernleitungen unterirdisch verlegte Kabel aus und zwar zwei nach einem Speisepunkt für die Leitungsnetzanlagen auf dem Schweizer Ufer und fünf Kabel nach einem Speisepunkt auf dem badischen Rheinufer. Von diesen Speisepunkten aus wird dann der Strom teils wieder in Kabeln, teils in Freileitungen auf hölzernen Masten zu den verschiedenen Transformatorenstellen geführt, welche über das ganze Leitungsnetz verteilt sind. In den Transformatorenstellen wird die Spannung von 6800 V. auf 500 V. bezw. 220 V. heruntertransformiert und dann der Strom in die sekundären Leitungsnetze verteilt. Es waren 1905 im ganzen 51 Transformatorenstellen vorhanden, an die ca. 4770 KW angeschlossen waren. Davon entfielen 3800 KW auf 28 Stellen mit 500 V Sekundärspannung und 970 KW auf 50 Stellen mit 220 V Sekundärspannung.

Ausser diesen Transformatorenstellen sind noch vier Unterstationen vorhanden und zwar: Rheinfelden mit 175 KW, Schopfheim mit 86 KW, Wehr mit 46 KW und Lörrach mit 200 KW.

In diesen Unterstationen wird der Drehstrom durch Umformer in Gleichstrom verwandelt und soweit die Betriebsverhältnisse es zweckmässig erscheinen lassen, mittelst Batterien akkumuliert.

Seit der Betriebseröffnung der Kraftübertragungswerke Rheinfelden hat sich in der Nähe auf badischer Seite eine grosse industrielle Kolonie entwickelt, aber auch in

dem weiter entfernten Konsumgebiete auf schweizer und badischer Seite hat der Stromverbrauch so zugenommen, dass die ganze Stromerzeugung einschliesslich derjenigen der Dampfreserve 1904 bereits verkauft war. Deshalb haben die Kraftübertragungswerke Ende 1903 gemeinsam mit der Stadt Basel bei den Behörden der Uferstaaten ein Konzessionsgesuch für eine grosse, auf 30000 PS_e veranschlagte Wasserkraftanlage bei Augstwyhlen ca. 7 km unterhalb der jetzigen Anlage eingereicht. Nach diesem Projekt wird das gesamte nutzbare Gefälle der 7 km langen Flusstrecke vollständig ausgenutzt. Die Anlage soll aus einem gemeinsamen Schützenwehr mit 8,0 m Stau bei N. W. bestehen und unmittelbar unterhalb des Wehres sollen zwei getrennte Krafthäuser auf beiden Rheinufern erbaut werden, von denen das auf der schweizer Seite für die Stadt Basel und dasjenige auf dem badischen Ufer für die Kraftübertragungswerke Rheinfelden bestimmt ist. Jedes der Krafthäuser wird etwa 15000 PS_e liefern können und soll je zehn Maschinenaggregate von je 2000 PS_e Leistung, sowie zwei Erregeraggregate erhalten. Man wird hier Turbinen mit horizontalen Wellen wählen. Die Konstruktion des Wehres soll es ermöglichen, den Wasserspiegel konstant auf derselben Höhe zu halten und es sollen an den Einläufen zu den Werkkanälen Regulierungswerke vorgesehen werden, welche die hälftige Verteilung der sekl. Wassermenge regeln. Die Gesellschaft hofft, in drei bis vier Jahren die neue Anlage dem Betriebe übergeben zu können und hat sich in der Nähe des neuen Werkes ausgedehnte Terrains für neue industrielle Anlagen gesichert. Um der steigenden Nachfrage nach elektrischer Energie vorläufig genügen zu können, hat die Gesellschaft inzwischen mit dem Elektrizitätswerk Beznau a. d. Aare (§ 13, S. 436) einen Vertrag geschlossen, wonach sie berechtigt ist, 3000 PS_e von dort zu beziehen. Dieser Strom wird in einer oberirdischen Leitung mit einer Spannung von 25000 V. zugeführt und in Rheinfelden auf die normale Betriebsspannung von 6800 V. herabtransformiert.

---

§ 34. Die Urft-Talsperre bei Gemünd in der Eifel.

Hierzu Taf. XLVIII und XLIX [1]).

Die Urfttalsperre soll neben den wichtigen Zwecken, die Hochfluten der Urft und damit auch der Rur (Roer) unschädlich zu machen und die Niedrigwasser der Rur im Landeskulturinteresse zu erhöhen, hauptsächlich der Kraftgewinnung dienen. Im Juli 1900 ist mit der Bauausführung und Ende des Jahres 1904 mit der Füllung des Beckens begonnen worden. Die von der Natur gebotenen Verhältnisse begünstigten die Ausführung dieser sehr grossartigen Anlage in seltener Weise. Mittelst einer Sperrmauer mit 58,0 m grösster Höhe zwischen dem tiefsten Punkt der Fundamentsohle und der Krone und einer Kronenlänge von nur 226,0 m war es möglich, ein Staubecken von 45,5 Millionen cbm Stauinhalt zu schaffen und damit, wenigstens z. Z. der Projektauf-

---

[1]) Die Textabb., sowie die Fig. 5 und 6 der Taf. XLVIII und alle Fig. der Taf. XLIX sind der Deutschen Bauzeitung 1903, S. 133 und ff., „Vom Bau der Urfttalsperre bei Gemünd in der Eifel", die Fig. 8 u. 9 der Taf. XLVIII der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906, S. 821, „Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau von Talsperren", Vortrag von O. Intze (3. Februar 1904), veröffentlicht von Link, entnommen, der Rest der Figuren ist z. T. nach Zeichnungen, welche von der Bauverwaltung zur Verfügung gestellt wurden, z. T. nach Photographien des Verfassers hergestellt.

stellung, das grösste auf dem Kontinent und nach der englischen Vyrnwysperre (vergl. Kap. III. I. B. Talsperren) das grösste in Europa. Die wasserbedeckte Oberfläche hat bei voller Füllung eine Grösse von 216 ha, sodass ein See entstanden ist, der in Rheinland und Westfalen nur hinter dem Laacher See zurücksteht. Die jährliche Zuflussmenge ist auf 180 Millionen cbm berechnet, sodass etwa eine 3½ fache Füllung in einem Jahre möglich sein würde. Das in Betracht kommende Niederschlagsgebiet beträgt 375,0 qkm.

Die Urft ergiesst sich unterhalb der Sperre nach zahlreichen Windungen in die Rur, welche in Schlangenlinien bei starkem Gefälle so verläuft, dass sie sich in der Nähe des Städtchens Heimbach in der Luftlinie gemessen auf etwa 2000 m dem Staubecken nähert. So konnte durch Anlegung eines Druckstollens und einer Druckrohrleitung für Kraftzwecke ein Bruttodruckgefälle von 110,5 m bei vollgefülltem Becken gewonnen werden. Dieses Gefälle nimmt bei niedrigstem Wasser im Becken bis auf 72,0 m ab und beträgt im Mittel 96,5 m. Zur Verfügung stehen für Kraftzwecke aus dem Stauinhalte während einer Füllungsperiode = 43500000 cbm, während die untersten 2 Millionen hierfür nicht verwendet werden können.

Als kleinste ständige Kraftleistung sind 4800 PS_e angenommen.

Wenn man voraussetzt, dass

1. ausnahmsweise eine Trockenperiode (wie 1904) 5 Monate anhält,
2. dass täglich während 20 Stunden 4800 PS_e zu leisten sind,
3. dass ein mittleres Gefälle von 96,5 m vorhanden ist, also bei 75% Nutzeffekt in den Turbinen für jede PS_e 1,036 l und für eine PS_e-Stunde rd. 3,74 cbm erforderlich sind,
4. dass die kleinste sekl. Zuflussmenge im Durchschnitt von 5 Monaten 2,7 l/sek./qkm (vergl. S. 183/184), also 1,013 cbm/sek. betragen wird, — wenn auch 1904 die kleinste Zuflussmenge auf etwa 1,3 l/sek./qkm zeitweise gefallen ist, so ist doch während 5 Monate im Durchschnitt auf eine höhere Abflussmenge zu rechnen, —
5. dass während der vier betriebsfreien Stunden der durchschnittliche Zufluss von 1,013 cbm/sek. ins Unterwasser abzulassen ist, so ergibt sich ein Wasserbedarf von

150 . 4800 . 3,74 . 20 = 53856000 cbm und für Verdunstung gehen verloren (vergl. S. 173)
2160000 qm . 0,06 . 5 = 648000 „
54504000 cbm.

Im Staubecken stehen, wenn bei Beginn der Trockenperiode das Becken gefüllt ist, für Kraftzwecke zur Verfügung 43500000 cbm
und es fliessen nutzbar zu 150 . 3600 . 20 . 1,013 = 10921000 „
zusammen: 54421000 cbm.

Während des Betriebes kann man natürlich bei schwankendem Kraftbedarf, soweit die Leistung der aufgestellten Turbogeneratoren reicht, mit Hilfe des Staubeckens die Kraftleistung beliebig steigern.

Die erste Anregung zur Untersuchung der Wasserverhältnisse im Niederschlaggebiet des Rurflusses ging von dem Provinzialausschuss der Rheinprovinz aus, welcher eine Regulierung der Rur zur Herabminderung der Hochwasserschäden anstrebte. Die aufgestellten Projekte konnten aber keine Verwirklichung finden, weil die Anwohner sich weigerten, die Unterhaltung der Regulierungswerke zu übernehmen und zu den Herstellungskosten beizutragen, obwohl Staat und Provinz grosse Zuschüsse zu den Herstellungskosten geben wollten. Die Anwohner fürchteten, die Unterhaltungskosten würden wegen der häufigen Hochwasser zu gross sein. Bei dieser Sachlage wurde O. Intze (vergl. S. 24) vom Landesdirektor ersucht, zu prüfen, ob nicht durch Anlegung von Sammelbecken die Hochfluten wesentlich eingeschränkt werden könnten. Die Untersuchungen Intzes ermöglichten einen günstigen vorläufigen Bericht. Auf Grund der hierauf vorgenommenen genaueren Vorarbeiten wurde dann von O. Intze das Projekt für die nachstehend beschriebene Anlage aufgestellt. Über die Abflussverhältnisse der

Urft ist bereits in Tabelle XXIII, S. 183 Mitteilung gemacht. Es konnte auf Grund des Projektes in Aussicht gestellt werden, dass durch das Sammelbecken das Hochwasser der Rur, welches bei Düren rd. 410 cbm/sek. geführt haben soll, um ca. 100 cbm/sek. ermässigt werden würde, d. h., dass die gefährlichen Spitzen der Hochwasserkurven abgeschnitten werden könnten und dass das Niedrigwasser, welches bei Düren nur etwa 2 cbm/sek. betrug, auf 7—8 cbm/sek. erhöht werden könnte. Es leuchtet ein, welche grossen landeskulturellen Vorteile die Anlage in diesen Beziehungen bot. Dennoch hat man auf Grund der von Intze aufgestellten Rentabilitäts-Berechnung auf die direkte Heranziehung der unterliegenden Interessenten verzichten zu können geglaubt. Zum Bau und Betrieb der Talsperren nebst Kraftwerk und Fernleitungsnetz wurde vielmehr eine Gesellschaft m. b. H. von der Stadt Aachen und den Kreisen Aachen, Düren, Heinsberg, Jülich, Montjoie und Schleiden gebildet. Die gedachte Rurtalsperren-Gesellschaft m. b. H. beabsichtigt auch noch andere Sperren auszuführen und zwar in der Umgegend von Montjoie; zunächst will sie aber durch Errichtung kleiner Wehre unterhalb Heimbach, bei Blens und unterhalb Nideggen und durch Abschneiden der vielen Windungen des Flusses durch drei Werkkanäle Druckgefälle von 7—10,0 m erzielen und drei weitere Kraftwerke anlegen, welche durch die gleichmässige Wasserzuführung aus der Urfttalsperre besonderen Wert erlangen und ca. 2000 PS_e liefern werden[1]). Ungefähr 12 km unterhalb von Gemünd fand sich eine ausserordentlich günstige Stelle für die Anlegung der Sperre (Taf. XLVIII, Fig. 5 und 6). Die Talwände der Urft treten hier so dicht zusammen und sind so steil, dass die Kronenlänge der Sperrmauer bei einem Krümmungshalbmesser von 200,0 m und 58,0 m Höhe nur 226,0 m beträgt. Der Untergrund an dieser Baustelle besteht aus Grauwacke und Tonschiefer, deren Schichten etwa mit 45° gegen die Beckensohle einfallen. Fester Fels fand sich im allgemeinen schon nach Abräumung von 4,0 m. Die grösste Tiefe der Baugrube für die Fundierung der Sperrmauer hat auch etwa nur 6,0 m betragen. Die Urft macht oberhalb der Sperrmauer eine starke Schleife zur Umgehung eines sich zungenartig vorschiebenden Bergrückens. Dieser Umstand gestattete die Anlage eines **Entlastungsstollens** von nur rd. 140,5 m Länge, durch welchen das Wasser der Urft mittelst eines Fangedammes abgeleitet und die Baustelle vollkommen trocken gehalten werden konnte. Dieser **Umlauf-** oder **Entlastungsstollen** ist für 100 cbm/sek. berechnet (270 l/sek./qkm, vergl. S. 183), entsprechend der nach älteren Hochwassermarken geschätzten Hochwassermenge. Auch konnte man den Bergrücken dazu benutzen, um neben der Sperrmauer einen **Überlauf** anzulegen.

Etwa 1 km oberhalb des Entlastungsstollens konnte der rd. 2800,0 m lange **Druckstollen** abzweigen, welcher den Bergrücken des Kermeterforstes zwischen Urft und Rur durchdringt. Die Sohle des Stollens hat ein Gefälle von 1,0 m, er geht vor seiner Ausmündung in zwei Druckrohre über, welche das Wasser zum Krafthause herabführen.

Die Rur, welche nahe an den Fuss des Bergrückens herantritt, hat bei N.W. die Spiegelordinate + 212 N.N. Da der höchste Stau im Becken auf + 322,50 liegt, so steht ein Bruttogefälle von 110,50 m zur Verfügung, ein Gefälle, wie es in West-, Nord- und Ost-Deutschland für ähnliche sekundliche Wassermengen nicht oft zu erzielen sein dürfte. Das niedrigste Wasser im Staubecken ist auf + 284,0 angenommen, sodass

[1]) Dem Verfasser sind die bezüglichen Projekte nicht bekannt, aber es ist wohl anzunehmen, dass die Anlagekosten verhältnismässig kleine sein werden und dass durch diese Anlagen der wirtschaftliche Wert des Kraftwerkes an der Urfttalsperre recht erheblich gesteigert werden kann.

ein kleinstes Bruttogesamtgefälle von 72,00 m zur Verfügung steht. Die Sohle des Druckstollens liegt bei der Ausmündung aus der Sperre auf + 279,0 m.

Das beste Konsumgebiet für die elektrische Energie liegt in den Kreisen Düren und Aachen und in der Stadt Aachen selbst. Die Fernleitung bis Düren beträgt etwa 25 km, die bis Aachen rd. 55 km. Ein hochentwickeltes Industriegebiet liegt also in nicht zu grosser Entfernung, sodass mit einem baldigen und günstigen Absatz der Kraft von vornherein mit Sicherheit gerechnet werden konnte. Da Aachen und Düren bereits Elektrizitätswerke mit Dampfkraft besassen, konnten sie auch Abnehmer für unständige Kraft werden, denn die Rurtalsperrengesellschaft kann den Strom billiger liefern als er in Aachen und Düren durch Wärmekraftmaschinen herzustellen ist, andererseits können aber die Dampfzentralen wieder voll in Betrieb gesetzt werden, wenn Wassermangel eintreten sollte.

Was nun die Arbeitsdisposition für die Ausführung betrifft, so war zunächst zur Heranschaffung von Geräten und Materialien eine rd. 12,0 km lange Schmalspurbahn vom Bahnhof Gemünd aus zur Sperre notwendig (Kosten rd. 250000 Mk.), da keinerlei fahrbare Wege bis zur Sperre vorhanden waren. Diese Bahn führt oberhalb der Staugrenze das Tal entlang den vielfachen Talwindungen folgend bis an die Baustelle der Sperre heran (Taf. XLVIII, Fig. 5). Die Mauerwerk- und Betonmasse der Sperrmauer einschliesslich des Überlaufs hat einen Rauminhalt von 155,000 cbm. Um die erforderlichen Bausteine aus einem mehrere km oberhalb gelegenen Grauwacke-Schieferbruch heranzuschaffen, wurde eine besondere Transportbahn in der Talsohle erbaut. In zwei vertikalen Türmen aus Holz wurde das Material, welches aus kleinen, noch mit der Hand zu versetzenden, roh bearbeiteten Steinen bestand, gehoben (Taf. XLIX, Fig. 5) und dann auf Gleisen (auf dem unteren breiten Teil der Mauer drei, auf dem oberen nur zwei), welche auf dem Mauerwerk lagen und je nach dem Fortschritt des Baues verschoben und gehoben wurden, an die Verwendungsstelle gefahren. In einem mittleren Turme wurden die leeren Wagen mittelst Winden und Bremsen ohne weiteren maschinellen Antrieb herabgelassen. Das Mauerwerk wurde in Schichten von 1,5 m Höhe über die ganze Länge der Mauer durchgeführt. Der Sand für den Mörtel wurde per Eisenbahn aus der Halde des Bleipochwerks Mechernich in vorzüglicher Qualität bezogen. Zur Mörtelmischung wurden verwendet: 1 Raumteil Weisskalk, 1,5 Teile Trassmehl und 1,75 Teile Sand. Der Mörtel wurde in einem am Ende der obengenannten Zufuhrbahn angelegten Mörtelwerk mittelst der üblichen Mischmaschinen hergestellt und zwar mit Rücksicht auf das wenig hygroskopische Material ziemlich trocken. Zur Arbeitsstätte wurde er dann mittelst Bremsberg herabgelassen (Abb. 148) und auf die Mauer selbst auf den schon erwähnten Gleisen verfahren. Mit Rücksicht auf das verhältnismässig kleine und unregelmässig geformte Material war der Mörtelverbrauch im Anfang sehr hoch, nämlich 42%, später als die Fertigkeit der Arbeiter im Bruch und an der Mauer zunahm, ist er auf 33% zurückgegangen. Das Gewicht von 1,0 cbm Mauerwerk beträgt 2300 kg. Es sind während des vollen Betriebes im Durchschnitt täglich 300 cbm Mauerwerk fertiggestellt. Der Antrieb in den Türmen und im Mörtelwerk wurde durch Elektrizität besorgt, welche in einer Zentrale mit 1200 V. erzeugt und durch Transformatoren an der Gebrauchsstelle auf 220 V. herabgesetzt wurde.

Eine sehr langwierige Arbeit war der Kraftstollen, da man denselben nur von zwei Seiten aus angreifen konnte. Hilfsstollen zur Schaffung weiterer Angriffspunkte waren mit Rücksicht auf die tiefe Lage des Tunnels unter der Oberfläche ausgeschlossen. Die Fertigstellung hat 2½ Jahre beansprucht. Auch diese Bauzeit konnte nur dadurch eingehalten werden, dass man neben dem Handbetrieb für die Bohrung auch elektrische Bohrer verwendete. Mit Rücksicht auf das einseitige Gefälle war auf der nach dem Becken zugekehrten Seite eine künstliche Wasserhaltung nötig. Vielleicht wäre es billiger gewesen, dem Tunnel, welcher doch nur Druckwasser zu führen hat, ein beiderseitiges Gefälle zu geben und behufs Entleerung bei geschlossenen Schützen nachträglich einen kleinen Entwässerungsschlitz durchzubrechen. Der Tunnel hat am Anfang beim Austritt aus dem Becken ein Profil von 2,12 m Breite und 3,26 m Höhe, später hat man das Profil, da es sich herausstellte, dass es leichter auszubrechen sei, etwas verbreitert und dafür die Höhe eingeschränkt. Der lichte Querschnitt des normalen Profils misst rd.

6,14 qm, sodass sich das Wasser bei einem Verbrauch von 6 cbm/sek. mit rd. 1,0 m, bei 9,0 cbm/sek. mit rd. 1,5, bei 11,4 cbm/sek. mit rd. 1,85 m Geschwindigkeit in ihm bewegt (Taf. XLVIII, 4a—f). Die Auskleidung hat normal eine Stärke von 28 cm, sodass

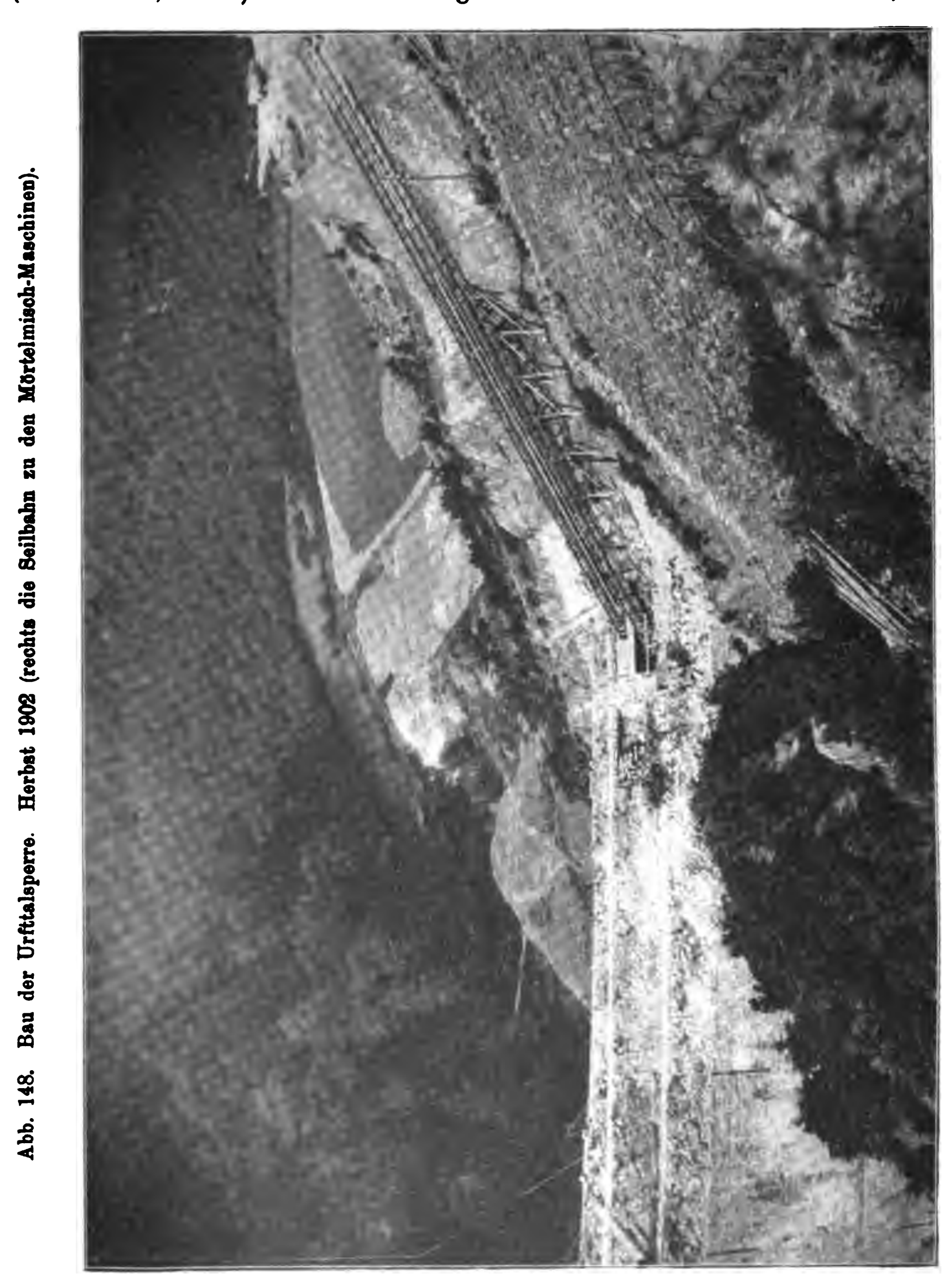


Abb. 148. Bau der Urfttalsperre. Herbst 1902 (rechts die Seilbahn zu den Mörtelmisch-Maschinen).

sich ein Ausbruchsquerschnitt von 8,13 qm ergab. An manchen Stellen mit losem Gestein mussten aber Gewölbe von 0,51 bis 0,77 m Stärke eingezogen werden. Die Ausführung des Stollens wurde stellenweise dadurch erschwert, dass man auf blähenden Tonschiefer stiess, wodurch auch die Ausbruchsmassen vergrössert wurden. Von der

Ausmündung aus dem Becken rd. 116,80 m entfernt liegt der Schacht mit dem Abschlussschieber des Stollens (Taf. XLVIII, Fig. 1 bis 4 und 7). Durch ein in dem turmartigen Schacht aufsteigendes Gestänge kann der Schieber von oben bedient werden[3]: Hinter dem Schieber ist ein Luftrohr, welches bis über den höchsten Wasserspiegel im Becken reicht, eingebaut. Durch dieses Rohr kann vermutlich auch mit Hilfe eines von oben zu bedienenden Hahnes bei geschlossenen Schützen eine Entlastung derselben durch Einlassen von Druckwasser herbeigeführt werden.

Bei Beginn des Baues der Sperrmauer war die wichtigste Arbeit die Vorbereitung der Baugrube durch sorgfältige Dichtung aller Risse in der Felssohle mit flüssigem Zement. Die Lagerung des Felsens begünstigte den sägeförmigen Ausbruch der Fundamentflächen, welche möglichst lotrecht zur Drucklinie bei voller Füllung liegen sollten (Taf. XLIX, Fig. 1a—e). Auch an den aufsteigenden beiderseitigen Hängen ist die Anschlussfläche in gleicher Weise vorbereitet und das Mauerwerk mit gleicher Sorgfalt eingebunden. Wie schon erwähnt, hat die Mauer eine Krümmung mit 200,0 m Halbmesser erhalten, um bei Bewegungen der Mauer infolge von Temperaturdifferenzen den elastischen Ausgleich zu erleichtern und Rissebildungen möglichst zu vermeiden. Entsprechend früheren Ausführungen Meister Intzes wurden auch hier die Lagerfugen so ausgeführt, dass sie überall möglichst senkrecht von den theoretischen Drucklinien bei vollem und leerem Becken geschnitten werden. Vom Fundament bis zur Krone hat die Sperrmauer eine Höhe von 58,0 m, die obere Kronenbreite beträgt 5,5, die Sohlenbreite im tiefsten Punkte 50,50 m, sodass die Sohlenbreite rd. 87 % der Höhe beträgt (Taf. XLIX, Fig. 1). Die grösste Stauhöhe beträgt 52,5 m. Um möglichste Wasserdichtigkeit zu erzielen, ist die wasserseitige Fläche der tragenden Sperrmauer mit einem 2,5 cm starkem Zementputz sorgfältig abgeputzt und dieser Putz dann nach der Erhärtung mit einem Siderosthenanstrich versehen. Auf diesem Anstrich ist dann noch eine 1,0 m starke Schicht aus Grauwacke-Hausteinen als Verblendung und als Schutz gegen die Einwirkungen der Temperatur gelegt. Der Raum zwischen Baugrubenwand und Mauerwerk bis zur Terrainhöhe ist mit fettem Ton sorgfältig ausgestampft. Eine bis zu 34,0 m über Sohle hinaufreichende und mit einer Böschung von 1:2 abfallende Erdschüttung, welche mit Bruchsteinen abgepflastert ist, dient dazu, die Undurchlässigkeit der Mauer und besonders der Sohle noch zu erhöhen und den Ausschlag der Drucklinien bei vollem und leerem Becken möglichst klein zu machen und dadurch das „Arbeiten“ der Mauer möglichst zu verringern. Um Wasser, welches trotz aller Schutzmassregeln dennoch in die Mauer eindringt, abzufangen und zugleich um das Austrocknen der gewaltigen Mauermassen zu erleichtern, sind in Abständen von 2,56 bezw. 2,33 m, in der Längsrichtung der Mauer gemessen, zwei Reihen von oben nach unten verlaufende Drainröhren von 6 cm Dm. eingelegt, welche unten in je ein in der Längsrichtung der Mauer verlegtes Rohr von 15 cm Dm. einmünden. Die letztgenannten beiden Rohre ergiessen sich in die zwei Entlastungskanäle, welche die Mauer und die Erdschüttung durchziehen. Unter der Erdschüttung sind die wasserführenden Entlastungskanäle als einfache Durchlässe ausgebildet, in der Mauer selbst sind sie in je ein Druckrohr von 0,60 m Dm. übergeführt, welches in einem gewölbten, begehbaren Kanal verlegt ist. Zwei hintereinander verlegte Schieber stehen in einem bis zur Kronenhöhe hinaufgeführten, turmartigen Schacht und können von oben bedient werden (Taf. XLVIII, Fig. 6 und 7 und Taf. XLIX, Fig. 1 und 5). Das Getriebe auf der Plattform der zwei kreisrunden Türme ist durch eine eiserne Brücke von der Krone der Sperrmauer aus zugänglich. Die Dichtung des Rohres in dem Schacht und hinter demselben

[3]) Fig. 4 stellt das Projekt dar. Der ausgeführte Turm ragt mehr aus dem Boden empor.

in der Sperrmauer erforderte wegen des hohen Wasserdruckes besondere Sorgfalt. Sie ist mittelst mehrerer in Ziegelmauerwerk ausgeführter Ringe erfolgt, welche treppenförmig mit konischen Ringflächen in das übrige Mauerwerk eingreifen und einzeln mit Zementputz abgeglichen und gedichtet sind. Hinter dem Dichtungspfropfen aus Ziegelmauerwerk ist noch ein Schieber eingebaut, welcher direkt von Hand vom Kanal aus bedient werden kann (Taf. XLIX, Fig. 1d). Als die oben besprochenen Kanäle fertiggestellt und das Mauerwerk fest genug geworden war, um Druckwasser durchzulassen, konnte man den zeitweiligen Fangedamm so weit als nötig beseitigen und den ersten, durch den Bergrücken führenden Umlaufstollen mittelst eines mit Verzahnung in die Felsenwände des Tunnels eingelassenen Zementpfropfens schliessen. Durch diesen Pfropfen führen zwei eiserne Rohre von je 0,70 m Dm., welche vorn und hinten mit je einem Schieber versehen sind. Der vordere Schieber ist von oben zu bedienen, da sein Gestänge in einem turmartigen Schacht bis zur Kronenhöhe emporgeführt ist (Taf. XLVIII, Fig. 7 und Taf. XLIX, Fig. 2). Der innere Schieber ist nur von Hand im Stollen selbst zu bedienen. An der Ausmündung aller drei Entlastungskanäle sind durch Beton und Steinpackung Sturzbetten geschaffen. Das am **Umlaufstollen** angelegte **Sturzbett** zeigte sich bei erstem Hochwasser als unzureichend, denn die Gewalt des Wassers zerstörte es bald und bildete einen kreisförmigen tiefen Kolk (Taf. XLIX, Fig. 6). Man hat sich die Erfahrung zunutze gemacht und den kreisförmigen Kolk so erhalten, aber seine Sohle und Seitenwände mit Beton stärker befestigt, sodass nunmehr das aus dem Kanal herausstürzende Wasser auf ein Wasserpolster fällt.

Die fertige Mauer macht einen monumentalen Eindruck. An beiden Enden wird die Mauer luftseitig von je einem Pfeiler flankiert, welcher einen balkonartigen Auslug trägt. Die grosse luftseitige Fläche der Mauer ist durch kräftige, wagerechte, kreisrund profilierte Wülste unterbrochen. Am oberen Rande der Mauer verläuft ein wuchtiges Gesims, welches aus Bogenstellungen auf Konsolsteinen gebildet ist. Diese Konsolsteine, ferner die Abdeckplatten, die Brüstungen etc. sind aus Niedermendiger Basaltlava hergestellt und wirken in Farbe und Form sehr gut. Über die Sperre hinweg führen ein mit besten Reihensteinen gepflasteter Fahrweg und beiderseitig Gehsteige.

Um eine Überfüllung des Beckens unmöglich zu machen, ist neben der Sperre unter Benutzung des felsigen Bergrückens der schon erwähnte **Überlauf** angelegt von rd. 90,0 m Überlauflänge in 10 Öffnungen von je 7,0 m lichter Weite. Zwischen den Öffnungen stehen Pfeiler von 1,0 m Stärke, welche eine zur Sperre führende eiserne Brücke tragen. Die Überlaufkrone ist, um ihre Länge zu vergrössern, wellenförmig angelegt (Taf. XLIX, Fig. 3, 4, 6, 7). Ihre Oberkante liegt auf dem höchsten Stauspiegel + 322,50, d. h. 1,5 m unter der Krone der Mauer. In dem Überlauf befinden sich zwei mit Schützen verschliessbare Durchlässe von 2,5 m Tiefe und 1,0 m Breite zur Abführung von Stückeis und anderen Schwimmkörpern. Die Schützen sind von kleinen eisernen Stegen aus, welche das Bewegungsgetriebe tragen, zu öffnen und zu schliessen.

Man hat bei Berechnung der Überlauflänge eine Hochwassermenge von 500 l/sek./qkm = 187,5 cbm/sek. angenommen (vergl. S. 183), welche bei 1,05 m Überfallhöhe schon sicher abgeführt werden könnten. In dem abwärts des Überlaufes gelegenen Felshang ist eine Kaskade mit 1,5 m hohen, im Grundriss etwas gekrümmten Stufen eingearbeitet, welche mit einer starken Betonschicht bedeckt und abgeglättet sind. Der Beton soll im wesentlichen nur das Eindringen der Feuchtigkeit in die Felsspalten und ein Verwittern des Gesteins verhindern. Unterhalb der Kaskade ist die Talsohle mit Beton und Steinschlag befestigt.

Von der Luftseite aus gesehen an der linken Seite des Überlaufs ist noch ein Wärterhaus errichtet, welches auf Taf. XLVIII, Fig. 7 noch nicht sichtbar ist.

Schon 1904 befand sich im Walde ganz in der Nähe der Sperre eine Wirtschaft, und es ist nicht zweifelhaft, dass die Sperre sowohl wegen ihrer imposanten Grösse als auch wegen der malerischen Lage im schönsten Teile der Eifel immer mehr und mehr von Fremden besucht werden und für die Einheimischen ein beliebter Ausflugsort bleiben wird.

Etwa 80,10 m vor dem unteren Munde des **Druckstollens** ist ein Schacht angelegt in welchem die zwei schmiedeeisernen, genieteten **Druckrohre** von 1,5 m innerem Dm. einmünden. Dieser Schacht dient zugleich als Steigerohr zum Ausgleich von Stössen und zum Einlassen von Luft bei Entleeren des Druckstollens. Jedes Rohr ist durch einen Schieber verschliessbar. Hinter dem Schieber zweigt ein Luftrohr ab, welches auch als Entlastungsrohr des Schiebers dienen kann. Das Gestänge geht im Schacht aufwärts zu den Bewegungsantrieben. Nach Austritt aus dem Stollen sind die Rohre in einer Gesamtlänge von rd. 120,0 m in einen eingesprengten Schlitz des steil abfallenden Hanges gelegt. Sowohl im Tunnel wie im Hang sind die Rohre in Beton fest eingebettet. Ein Gewölbe aus Beton schafft einen begehbaren Revisionsraum über den Rohren am Hang. Von der Stelle, wo die Rohre sich spitzwinkelig voneinander entfernen, sind sie ganz von Beton umschlossen und mit Erde bedeckt (Taf. XLVIII, Fig. 10). Die Wandstärke der Druckrohre wächst von 5 bis zu 17 mm. Im Krafthause liegt je ein Rohr längs je einer Aussenwand in einem Rohrkanal. Am Ende jedes Rohrstranges zweigt ein mittelst Schiebers geschlossenes Entleerungsrohr ab, welches direkt in den Turbinenkanal führt. Die Enddeckel sind durch je eine starke und starre Eisenkonstruktion gegen die Mauer des Krafthauses versteift. Eine Dilatationsvorrichtung war mit Rücksicht auf die eine erhebliche Temperaturdifferenz ausschliessende Einbettung entbehrlich. Von jedem Hauptrohre zweigen nach dem Innern des Maschinenhauses zu vier grosse und ein kleines Rohr ab. Erstere speisen die acht grossen Turbinen, die zwei letzten zwei kleine Erregerturbinen. Der Eintritt der Zweigrohre in die Turbinen erfolgt von unten. Alle **Turbinen**[4]) sind **Francis-Reaktionsturbinen mit Spiralgehäuse.** Letzteres bildet bei den grossen Turbinen einen spiralförmigen Verteilungsring, von welchem aus das Wasser in ein Leitrad mit beweglichen Finkschen Leitschaufeln eintritt. Die Beaufschlagung der Laufräder erfolgt radial von aussen, der Ausguss axial nach beiden Seiten. Die beiden Saugröhren vereinigen sich unter der Turbine zu einem gemeinsamen Rohr, welches in den Turbinenkanal eintaucht. Bei den Erregerturbinen giesst das Laufrad einseitig axial aus (Taf. XLVIII, Fig. 8 und 9).

Die Konstruktionsdaten der Turbinen sind die folgenden:

a) der grossen	b) der kleinen
H = Wasserdruck = 70—82—110 m.	70—90—110 m.
Q = sekl. Wassermenge = 2100—2240—1725 l.	272—206—185 l.
N = Leistung = 1550—2000—2000 PS_e.	200 PS_e.
n = Umdrehungszahl = 500 Uml./Min.	900 Uml./Min.
D = Durchmesser des Laufrades = 950 mm.	550 mm.

Der Turbinenbauer musste hier der Forderung gerecht werden, dass die Turbinen trotz Gefälldifferenzen bis zu 40,0 m dieselben Uml./Min. beibehielten und die Nutzeffekte bei den verschiedenen Gefällen nur innerhalb kleiner Grenzen (3—5%) schwanken durfte. In einem Falle wie dem vorliegenden würde es zweckmässig erscheinen, je einem Teil der Turbinen für das kleinste, mittlere und grösste Gefälle den grössten Nutzeffekt zu geben.

Von dem Gefälle werden rd. 5,5 m bei N.W. im Unterwasser als Saugwirkung ausgenützt. Die Regulierung erfolgt durch hydraulische Servomotoren, für welche das

[4]) Geliefert von Escher, Wyss & Co., Ravensburg.

Wasser direkt aus der Druckleitung entnommen wird, weil es infolge des grossen Staubeckens als völlig frei von Sinkstoffen zu betrachten sein dürfte. Von jedem Turbinenrohr zweigt ein Rohr ab, welches direkt in den Turbinenkanal führt und mit einem **Sicherheitsventil** zur Vermeidung heftiger Wasserstösse in den Druckrohren versehen ist. Mit dem Regulierungsgestänge der Turbine zwangsläufig verbunden ist ein auf das Sicherheitsventil wirkender Antrieb, welcher dasselbe hebt, wenn die Schaufeln der Turbine geschlossen werden. Das Ventil schliesst sich selbsttätig alsbald nach der Öffnung, um Wasservergeudung zu vermeiden.

Das **Krafthaus** besteht aus dem mit Oberlicht und sehr reichlichem Seitenlicht versehenen Maschinensaal und einem mehrstöckigen Anbau. Letzterer befindet sich nach dem Berg zu, sodass die Druckrohre unter ihn hinweggeführt sind (Taf. XLVIII, Fig. 10). Der Maschinensaal ist 30,0 m lang und 23,0 m breit und vom Fussboden bis O.K. Kranlaufschiene 5,50 m, bis zur U.K. Auflager des bogenförmigen Dachbinders 7,5 m hoch. Es stehen also, wenn man jede grosse Turbine mit 2000 PS_e in Ansatz bringt und die Erregerturbinen nicht berücksichtigt, rd. 4,1 qm pro 100 PS_e zur Verfügung. Die Eindeckung erfolgte mit Schwemmsteinkappen zwischen I-Trägern. Diese massive und doch leichte Eindeckung wird am Rhein viel verwendet. Die eigentliche Dichtung ist durch Holzzementbedeckung herbeigeführt. Um äussere Rinnen zu vermeiden, welche im Winter leicht einfrieren, ist das Dach an den Aussenwänden mit Rückfallflächen versehen, die Rinnen sind im Innern des Maschinensaales herabgeführt und entwässern in die Turbinenkanäle. Das Oberlicht ist nur so schmal, dass herabfallende Tropfen die Generatoren nicht treffen können. Unter jeder Reihe von vier grossen Turbodynamos und einem Erreger-Aggregat befindet sich in der ganzen Länge des Maschinensaales ein **Turbinenkanal**, welcher ausserhalb des Krafthauses in einen kurzen offenen Kanal mündet. Die beiden offenen Kanäle, deren Böschungen und Sohle mit Pflaster und Beton gut befestigt sind, vereinigen sich gleich unterhalb des Krafthauses und münden in die Rur. In der Mitte des Maschinensaales unter dem Maschinenflur liegt ein rd. 2,25 m breiter und bis zum Kämpfer 2,10 m hoher **Kabelkanal**, in welchem die Kabel zum Schaltraum geführt werden.

Die **Drehstromgeneratoren**[5]), welche bewegliche Magneträder und feste Anker haben und den Strom mit 5000 V. und 50 Per./sek. liefern, sind mit den Turbinen durch Zodelkuppelung direkt verbunden.

Der Boden der Schaltbrettbühne befindet sich etwa 3,50 m über dem Maschinenflur, sodass von dort der ganze Maschinensaal gut übersehen werden kann. 8 **Öltransformatoren** mit Wasserkühlung dienen dazu, die Spannung für die Fernleitung auf 35 000 Volt zu transformieren. Über dem Transformatorenraum befindet sich in der ersten Etage ein Raum, in dem die Gerüste für die Leitungen, Widerstände, Schaltapparate etc. zu und von den Transformatoren stehen, und darüber ein Raum für die Blitzschutzvorrichtungen[6]). Es stehen pro 1000 inst. PS^e (8 . 2000 = 16 000 PS_e) rd. 1,9 qm Bodenfläche zur Verfügung und schon bei der Montage hat sich herausgestellt, dass die Räume für die Schaltanlage zu knapp bemessen sind. Halbmal mehr Raum wäre nicht zu viel gewesen. (Eine genauere Beschreibung der elektrotechnisch mustergültigen Schaltanlage findet sich in Kap. III, 6 B, Krafthäuser, elektrischer Teil.) Rechts vom Transformatorenraum (Taf. XLVIII, Fig. 8) liegt ein hell und geräumig angelegter **Wasch- und Klosettraum**, jenseits des Treppenhauses ein Arbeiterraum. Die ent-

[5]) Geliefert von der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co. in Frankfurt a. M.

[6]) Die Schaltanlage ist von den Siemens-Schuckert-Werken, Berlin geliefert.

sprechenden Räume auf der anderen Seite enthalten die Werkstatt und den Raum für die Montage und Demontage der Transformatoren. Links neben dem Schaltbrett liegt ein Lagerraum für Öl, Reserveteile etc., rechts das Bureau des Maschinenmeisters. In den oberen Etagen der Türme befinden sich Wohnungen.

Die **Hochspannungsfernleitung** war zunächst ungefähr für eine Länge von rd. 175 km vorgesehen und 18 Transformatorenstellen und 12 Abschalthäuser waren für den Anfang projektiert. Die Leitung ist auf Gittermasten montiert worden. Die Niederspannungsverteilungsnetze werden zum grössten Teil von den Kreisen, welche den Verkauf selbst in die Hand nehmen, zu errichten sein.

Über die **Anlagekosten** sind in Tabelle I, S. 244/245 einige Angaben gemacht. Bemerkt sei noch, dass die elektrische Einrichtung des Krafthauses einschliesslich der Transformatoren rd. 400000 Mk., also pro PS_e der install. Turbinenleistung (6 . 2000 = = 12000 PS_e) rd. 33,3 Mk. gekostet hat[7]).

Für Hoch- und Mittelspannungsnetz mit zugehörigen Transformatoren, Schalthäusern und sonstigen Gebäuden waren 1904 rd. 2000000 Mk. veranschlagt.

---

§ 35. Die Talsperre am Queis bei Marklissa.

Erbaut von der preussischen Provinz Schlesien. Hierzu Taf. L[1]).

Die Veranlassung zum Bau der hier zu beschreibenden Talsperre gab das Hochwasser vom Jahre 1897, welches Schäden von vielen Millionen Mark verursacht hat. Besonders die Täler des Queis und des Bobers hatten unter diesem Hochwasser zu leiden und allein hier hat der Schaden etwa 10 Millionen Mk. betragen. Abb. 149 und 150 geben ein Bild von den Zuständen während des Hochwassers und nach Ablaufen desselben. Auf Grund eingehender Studien wurde als der einzig mögliche Schutz gegen Wiederholung derartiger Katastrophen der Bau von Talsperren erkannt und in dem preussischen Hochwasserschutzgesetz vom 3. Juli 1900 wurde neben anderen Massregeln für Schlesien der Bau von zunächst drei Talsperren vorgesehen und zwar derjenigen im Queis bei Marklissa mit 15 Millionen cbm, derjenigen am Bober bei Mauer mit 50 Millionen cbm und der bei Buchwald mit 2,7 Millionen cbm Fassungsraum. Für die drei genannten Talsperren sind die Kosten auf 12,5 Millionen Mark bemessen, wovon auf die Talsperre bei Marklissa rd. 3 Millionen Mark entfallen.

Das Vorflutgebiet des Queis an der Talsperre misst nur rd. 306 qkm. Dennoch schwoll der Queis von 10 cbm/sek. am 28. Juli bis zu 780 cbm/sek. am 30. Juli an, um am 31. Juli schon wieder unter 110 cbm/sek. zurückzugehen, welche Wassermenge der Fluss ohne Schaden abführen kann. Eine kleinere Hochwasserwelle ist dann noch am 1. und 2. August und eine noch kleinere und schon belanglose am 4. August gefolgt. Über die Niederschlagsmengen in den kritischen Tagen gibt die Tabelle X auf S. 162

---

[7]) Beim Vergleich mit den Angaben in der Tabelle VIII und IX, S. 260/261 muss man die grosse Tourenzahl der Generatoren (500 Uml./Min.) berücksichtigen.

[1]) Die Abb. sind entnommen aus Bachmann: Die Talsperrenanlage bei Marklissa am Queis, Dezember 1903 und O. Intze: „Die geschichtliche Entwickelung, die Zwecke und der Bau der Talsperren“, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906, S. 942, veröffentlicht von Link.

und 163 Auskunft, und auf S. 178 ist bereits mitgeteilt, dass von den vom 27. Juli nachmittags bis zum 31. Juli 7 Uhr morgens auf dem Vorflutgebiet gefallenen Regenmengen von 51038085 cbm bis zum 31. Juli abends rd. 49192000 oder 96,39 % zum Abfluss gekommen sind.

Abb. 149. Der Marktplatz in Marklissa während des Hochwassers vom 30. Juli 1897.



Man hat berechnet, dass, wenn 15 Millionen cbm bei Wiederholung eines Hochwassers wie 1897 in der Talsperre bei Marklissa aufgespeichert werden, alsdann der sekl. Abfluss im Queis unterhalb der Sperre die Schadengrenze von 110 cbm nicht wesentlich

Abb. 150. Hochwasserschäden am Queis durch das Hochwasser am 29.—31. Juli 1897.



übersteigen wird. Die Mauerkrone ist aber noch 2,2 m über den Stauspiegel bei 15 Millionen cbm Inhalt gelegt, und der so geschaffene Stauraum fasst noch 3 Millionen cbm. Wenn der Wasserspiegel nur um 0,90 m über denjenigen bei 15 Millionen cbm Inhalt steigt, vergrössert sich der Stauraum um rd. 1200000 cbm und es können

110 cbm/sek. über die Überläufe, von denen noch die Rede sein wird, zum Abfluss gelangen. Sobald der Wasserspiegel über die Krone des Überlaufs steigt, müssen natürlich die anderen Auslässe allmählich abgedrosselt werden. Bei dem organisierten Regenmessdienst wird man bei ungewöhnlichen Niederschlägen stets die nötige Zeit haben, um das Becken vor Eintritt der grossen Flutwelle zu entleeren, da die Abläufe entsprechend gross eingerichtet sind. Um aber auf alle Fälle einen Stauinhalt von 10 Millionen cbm bis zu den Überläufen frei zu halten und eine grössere Sicherheit zu haben, dass das Becken bei zu erwartendem Hochwasser rechtzeitig bis auf 1 Million cbm Inhalt entleert werden kann, ist vorläufig die Vorschrift erlassen, dass nur ein ständiger Stauinhalt von 5 Millionen cbm gehalten und für Kraftzwecke verwendet werden darf. Erwähnt sei noch, dass man den unteren Queis bei Lauban (486 qkm Vorflutgebiet) so regulieren will, dass er 190 bis 200 cbm/sek. ohne Schaden abzuführen vermag. Auch diese Zahl ist aus den Beobachtungen der sekl. Abflussmengen des Jahres 1897 unter Berücksichtigung der Wirkungen auf die Verzögerung des Abflusses, welche von der Talsperre bei Marklissa zu erwarten sind, berechnet.

Die baulichen Verhältnisse lagen bei der gewählten Stelle für die Sperrmauer insofern sehr günstig, als sich im Tal und an den Hängen fester undurchlässiger Gneisfelsen fand. Man hat die Mauer bis zu 5 m Tiefe in den Felsgrund eingebunden und auf dieser als Fundamentsohle eine Betonplatte gelegt, deren Oberfläche sägeförmig abgeglichen ist, sodass sie von den Drucklinien möglichst lotrecht getroffen wird (Taf. L. Fig. 5). Die grösste Höhe der Sperrmauer von dem tiefsten Punkt der Felssohle bis zur Mauerkrone beträgt 45,0 m und die Höhe des Bruchsteinmauerkörpers von der Oberfläche der Betonsohle bis Mauerkrone 43,0 m.

Bei Berechnung der Mauer ist ein Wasserstand bis zur Oberkante der Sperrmauer-Krone (+ 282,40 NN) zugrunde gelegt, und es ist ausserdem angenommen, dass in allen Fugen der volle Auftrieb wirkt, eine Annahme, welche sich bei der Sorgfalt der Ausführung niemals verwirklichen kann. Mit Rücksicht aber auf die besonders von der Stadt Marklissa geäusserten Befürchtungen, welche allerdings beim Bruch der Sperre der Vernichtung anheimfallen würde, hat man die Vorsicht doch so weit getrieben. Das Raumgewicht des Bruchstein-Mauerwerks durfte bei dem grossen Raumgewicht der verwendeten Gneis-Bruchsteine (2,75 t pro cbm) auf 2,4 t pro cbm angenommen werden. Die Sperrmauer ist im Grundriss mit einem Halbmesser von 125,0 m gekrümmt. Bei der Berechnung ist aber die Gewölbewirkung ganz ausser Betracht geblieben, es ist vielmehr wie üblich ein Mauerausschnitt von 1,0 m Länge betrachtet. Das Gewicht der wasserseitig gemachten Anschüttung ist mit 800 kg Überdruck für 1 cbm über den vollen Wasserdruck bei gefülltem Becken in Rechnung gestellt, während bei leerem Becken das Gewicht der Schüttung mit 1600 kg von 1 cbm in Ansatz gebracht wurde. Bei Ermittelung des Erddruckes wurde ein Reibungswinkel von 20° angenommen, die Richtung des Erddruckes dagegen senkrecht zur Mauerfläche eingeführt (vergl. Kap. III, 1. A. Wehre. die statische Berechnung). Das Gewicht der zum Schutze gegen die Einwirkungen der Temperatur wasserseitig vorgelegten Blendmauer, welche die Standsicherheit der Mauer zweifellos noch erhöht, ist ausser Ansatz gelassen. Als höchste Kantenpressung wurde 9 kg/qcm zugelassen, während die Druckfestigkeit des verwendeten Bruchsteines zu durchschnittlich 1200 kg ermittelt wurde. Die Druckfestigkeit des verwendeten Zement-Trass-Mörtels betrug nach einem Vierteljahre bereits 124 kg/qcm, die Zugfestigkeit 32—40 kg, sodass in der zulässigen Belastung bereits eine rd. 14fache Sicherheit liegt.

Aus diesen Ansätzen und Berechnungsgrundlagen hat sich der gedrungene Querschnitt der Mauer ergeben. Die Fundamentbreite der Mauer beträgt 37,7 m oder 87 % der Höhe von 43,0 m. Die Kronenbreite beträgt 5,7 m. Zum Vergleich sei daran erinnert, dass bei der Sperrmauer des Kubelwerkes die Fundamentbreite nur 67 % der Höhe beträgt. Bei den von Intze entworfenen rheinischen Talsperren misst die Fundamentbreite durchschnittlich 60/70 % der Mauerhöhe. Die Kronenbreite der 58,0 m hohen Sperrmauer an der Urft misst 5,5 m und die Fundamentbreite 50,5 m oder gleichfalls rd. 87 % der Höhe. Dass die Fundamentbreite der Sperrmauer der Anlage Avignonnet (vergl.

Taf. XXXVII, Fig. 4) über 100% der Höhe ausmacht, hat seinen Grund darin, dass hier eine Überstauung von 2,0 m Höhe angenommen wurde und dass die Mauer nicht auf Felsen, sondern auf angeschwemmtem Geschiebe ruht.

Die Gesamtanordnung der Sperrmauer bei Marklissa zeigen Abb. 151 und der Lageplan Taf. L, Fig. 1.

Um die Baugrube der Sperrmauer trocken zu legen, sind zwei Umlaufstollen angelegt von kreisförmigem Querschnitt mit rd. 7,0 m innerem Dm. Diese beiden Stollen von zusammen 77—78 qm Querschnitt vermochten, wenn der Wasserspiegel an der Ausmündung 1,0 m über dem Scheitel des Stollens stand und das Wasserspiegelgefälle dadurch

Abb. 151.

bis zur unteren Stollenausmündung zu 1 : 160 wurde, mehr als 300 cbm/sek.[2]) abzuführen, eine Wassermenge, welche von den gewöhnlichen Hochfluten nicht erreicht wird. Um aber bei dem Eintritt grösserer Hochfluten, welche dann die im Bau befindliche Sperrmauer überflutet haben würden, grössere Zerstörungen an derselben zu verhüten, ist nicht, wie bei der Urfttalsperre reiner Trasskalkmörtel genommen, sondern eine Mischung aus Trass und Zement (S. 598). Der Trasskalkmörtel, so ausserordentlich fest er nach Verlauf von sechs bis zehn Monaten wird, ist nach vier bis sechs Wochen noch ziemlich wenig widerstandsfähig, während durch entsprechenden Zusatz von Zement bereits eine widerstandsfähige Erhärtung in wenig Wochen und ein völliges Abbinden in zwei bis drei Monaten zu erwarten ist.

---

[2]) $Q = 2 . 38{,}5 . c\sqrt{R . J} = 77 . 40\sqrt{\frac{1{,}75 . 1}{160}} \backsim 320$ cbm. Man könnte c aber unbedenklich unter Berücksichtigung der Betonauskleidung und des Gefälles zu 50 bis 60 annehmen.

Die Grösse der hier gewählten Umlaufstollen hat sich auch dahin bewährt, dass Hochwasser die Arbeiten an der Sperrmauer selbst nicht unterbrochen hat. Zum Vergleich sei auf die in § 23 besprochene Anlage Avignonnet hingewiesen (Seite 499), wo trotz der grösseren zu erwartenden Hochfluten (1200 cbm/sek.) nur ein Umlaufstollen von 26,0 qm angelegt wurde und infolgedessen der Bau der Staumauer wiederholt empfindlich durch Hochwasser gestört worden ist. Im Herbst 1901 ist mit dem Ausbruch der beiden Umlaufstollen begonnen und bereits im Mai 1902 waren die von beiden Enden vorgetriebenen Sohlenstollen in der Mitte aufeinander getroffen. Die voll ausgebrochenen Stollen sind dann mit einer Betonausmauerung von 0,60 m Stärke versehen. Zur Ableitung des Queiswassers wurde ein Betonwehr errichtet, dessen Krone bis 1,0 m über dem Scheitel der Umlaufstollenmündungen empor ragte. Im Schutze einer Steinschüttung und eines Fangedammes ist das Flussbett zur Gründung dieses Betonwehres ausgebrochen.

Bei dieser vorbereitenden Arbeit hat allerdings das Hochwasser zweimal im Juni und Juli 1902 den Lehm-Fangedamm weggerissen und dadurch Verzögerungen in der Fertigstellung hervorgerufen, die aber im Verhältnis zur Gesamtdauer des Baues von keinem grossen Belang gewesen sind. Das Betonwehr wurde schliesslich in Nacht- und Tagschichten fertig gestellt.

Gleichzeitig mit den Arbeiten an den Umlaufstollen wurden auch die Felsarbeiten für den Ausbruch der Fundamente der Talsperre in Angriff genommen. Hierbei zeigte sich allenthalben der Felsen von grosser Festigkeit und Dichtigkeit. Auf die 4,0 bis 5,0 m in den Felsen eingearbeitete Sohle ist dann eine durchschnittlich 2,0 m starke Betonsohle gestampft, nachdem der Felsen in sorgfältigster Weise von allen Verunreinigungen mit Wasserschläuchen und Stahlbürsten gereinigt war. Zu dieser Betonsohle, welche, wie bereits erwähnt, eine sägeförmige Oberfläche erhielt, sind 800 cbm Stampfbeton verwendet.

Für die Herstellung der Sperrmauer wurden 65000 cbm Bruchsteinmauerwerk notwendig. Diese Mauermasse ist vom 17. September 1902 bis Herbst 1904 hergestellt. Der Sand wurde aus einer Sandgrube gegenüber dem Bahnhofe Marklissa gewonnen und an Ort und Stelle durch Waschmaschinen mit Dampfbetrieb gewaschen. Eine Verbindungsbahn mit Lokomotivbetrieb besorgte den Transport bis zu den Mörtelmaschinen und war auch für die Heranschaffung aller mit der Eisenbahn ankommenden Materialien bestimmt. Die Lagerschuppen für den Zement und Trass, die Kalkgruben und die Mörtelmaschinen wurden am rechten Hang oberhalb der Sperrmauer aufgestellt. Der Antrieb der Mörtelmaschinen wurde durch eine Lokomobile besorgt. In langen Rutschrinnen glitt der Mörtel aus den Mörtelmaschinen hinunter ins Tal (Taf. L, Fig. 4) und wurde hier auf Karren und Gleisen zu den Verwendungsstellen befördert. Der Mörtel für die Sperrmauer ist gemischt in einem Verhältnis von 125 l Zement, 100 l Trass, 66 l Kalkbrei und 510 l Sand[8]). Für die Gewinnung des Bruchsteinmaterials für die Sperrmauer, soweit es nicht bei den Ausbrüchen der Umlaufstollen und der Fundamente der Sperrmauer bereits gewonnen war, wurde 400 m oberhalb der Baustelle an der sogenannten Mäderhöhe ein Steinbruch angelegt und durch auf beiden Seiten des Queis verlegte Transportgleise mit der Baustelle verbunden. Der Transport wurde teils durch Pferde, teils durch Lokomotiven bewerkstelligt. Vermittelst eines Bremsberges wurden dann die Steinwagen bis zur Maueroberfläche herabgelassen und auf Gleisen an die unmittelbaren Verwendungsstellen verfahren. Auf den Höhen über der Mörtelbereitungsanlage und über dem Steinbruch waren eiserne Wasserbehälter aufgestellt, in welche das Wasser aus dem Queis mittelst Dampfpumpen gedrückt wurde. Längs des ganzen Steinbruches lief eine Wasserleitung mit Schlauchanschlüssen, sodass jede Steinladung sorgfältig abgespritzt werden konnte. Ebenso ist mit grösster Sorgfalt darauf geachtet, dass der sich während der Arbeit auf der Mauer ansammelnde Schmutz immer wieder durch Wasserspülung vor Verlegung einer neuen Schicht beseitigt wurde.

Auch hier sind zur Abführung des etwa in die Mauer eindringenden Wassers Drainröhren verlegt, von denen die untere Reihe direkt in die Druckrohrstollen, die oberen Reihen in zwei begehbare Kanäle ausmünden. Diese in der Längsrichtung der

[8]) Der Zement wurde aus der Portland-Zement-Fabrik Groschkowitz, der Trass von Jakob Meurin in Andernach, der Kalk von dem Kalkwerk Silesia in Kauffungen geliefert.

Mauer verlaufenden beiden Kanäle gestatten eine Revision des Mauerinnern (vergl. die Angaben über die englische Talsperre bei Vyrnwy, Kap. III, 1. B. Talsperren). Die Vorderfläche der Mauer ist, wie bei allen Talsperren Intzes mit einem Zementputz abgeglichen und dann mit einem Siderosthenanstrich versehen. Oberhalb der wasserseitigen Anschüttung ist vor die mit Siderosthen gedichtete Fläche der tragenden Mauer eine Betonwand, bestehend aus kleinen Betongewölben gelegt, welche im wesentlichen dazu bestimmt ist, die eigentliche tragende Mauer den Einwirkungen des Temperaturwechsels möglichst zu entziehen, und welche sich unabhängig von der Sperrmauer selbst bewegen kann (Kap. III. 1. B. Talsperren). Die bogenförmigen Schächte gestatten ein Befahren, sodass man sich von dem Zustand der Vorderfläche der Sperrmauer überzeugen kann.

Für die Entnahme des Druckwassers sind zwei **Druckrohrleitungen** von je 1,1 m Dm. angelegt, welche innerhalb der Sperrmauer in gemauerten Stollen liegen. Abwärts der Sperrmauer sind die Betriebsschieber[4]), welche von Hand zu bedienen sind, in je einem Schieberhäuschen untergebracht. Das Wasser wird aus dem Becken durch einen Zulaufstollen zugeführt (Taf. L, Fig. 5). Die Abdichtung des Druckrohres gegen die Sperrmauer ist durch einen 4,5 m langen Mauerpfropfen erfolgt. Vor diesem Pfropfen ist ein gusseiserner, flachovaler Reserveschieber eingebaut, dessen Gestänge in einem Betonschacht bis zur Mauerkrone geführt ist und welcher von oben bedient werden kann. Hinter dem erwähnten Betriebsschieber, für den ein rundes Modell gewählt wurde, erweitert sich jedes der beiden Druckrohre auf 1,2 m lichten Dm. und in einer gemeinschaftlichen Grube werden die beiden Druckrohre unter den rechtsseitigen Umlaufstollen dükerartig hindurch geführt, um zu dem Krafthause zu gelangen. Die Unterdükerung, welche nicht in einem begehbaren Kanal erfolgt ist, könnte als Mangel erscheinen, weil bei etwaigen Brüchen Reparaturen schwer auszuführen wären und eine empfindliche Betriebsunterbrechung eintreten könnte. Es ist aber von vornherein noch ein drittes später anzulegendes Druckrohr vorgesehen, welchem das Wasser durch einen im rechten Hang anzulegenden Druckstollen zugeführt werden soll. Der Wasserspiegel bei 5 Millionen cbm Füllung im Staubecken liegt auf + 270,60 N.N., das Unterwasser des Queis auf + 239,0 N.N., sodass sich ein Bruttodruckgefälle von 31,60 m und nach Abzug von 2,0 m Reibungsverlusten ein Nutzgefälle von 29,60 m ergeben würde. Nimmt man die mittlere Füllung in trockener Zeit auf 3 Millionen cbm mit einer Stauspiegelhöhe von + 266,7 N.N. an, so ergibt sich ein Druckgefälle von 27,7 m und nach Abzug von 1,7 m Reibungswiderständen noch ein Nettodruckgefälle von 26,0 m. Im Betriebe wird die zu entnehmende Wassermenge je nach dem Bedarf schwanken. Als grösste Wassermenge, so lange nur zwei Druckrohre verlegt sind, sind 8,3 cbm/sek. angenommen, mit welchen beim höchsten Druck etwa 2450 PS_e, beim mittleren Druck etwa 1800 PS_e zu leisten wären. Die Geschwindigkeit in den zwei Druckrohren, deren Querschnitt zusammen 2,26 qm beträgt, würde schon rd. 3,7 m/sek. betragen. Die kleinste durchschnittliche Kraftleistung kann, wenn eine mehr als viermonatliche Trockenperiode (wie 1904) eintreten sollte und das Becken bei Beginn der Trockenperiode mit 5 Millionen cbm gefüllt angenommen wird, auf 400 PS_e sinken.

Mit Rücksicht auf die sehr grosse Fundamentbreite der Mauer und die Dichtigkeit und Festigkeit der Talsohle ist nur eine kleinere Anschüttung mit einer Böschung von 1 : 2, welche abgepflastert wurde, angelegt.

---

[4]) Diese, sowie die übrigen Rohrschieber sind von der Maschinen- und Armaturenfabrik Breuer & Co. in Höchst a. M. geliefert.

Die beiden Umlaufstollen sind nach Fertigstellung der Mauer einer nach dem andern durch Betonpfropfen geschlossen, in welche je drei gusseiserne Rohre von je 1,1 m Dm. und 17,0 m Länge eingemauert wurden (Taf. L, Fig. 1 und 7). Alle sechs Rohre sind mit Schiebern versehen, welche von oben bedient werden, und bei einem Wasserdruck von 27,6 m 110 cbm/sek. abführen [5]). Um die selbsttätige Regelung des Stauinhaltes nach Überschreitung von 5 Millionen cbm zu sichern, sind an jeder Talseite drei Entlastungsschützen von je 2,5 m Breite und 1,5 m Höhe in einem Schachtgebäude untergebracht, zu welchem das Wasser über je einen rd. 30 m langen Überlauf gelangt. Bei einer Überströmunghöhe von 0,90 m können 110 cbm/sek. [6]) abfliessen. Die erwähnten sechs Schützen können zusammen ungefähr 114,0 cbm/sek. durchlassen [7]). Oberhalb der genannten Schützen, durch starke Kastenträger von diesen getrennt, ist eine zweite Reihe Schützen gleicher Grösse angebracht, welche aber bis auf weiteres geschlossen gehalten werden und später eventuell dazu dienen soll, beim höheren Stau im Becken eine schnelle Entleerung zu ermöglichen. Obwohl die Sperrmauer ohne Schaden zu nehmen eine Überflutung ertragen könnte, sind in Höhe des Wasserspiegels bei 15 Millionen cbm Beckeninhalt abermals zwei Überläufe, an jeder Seite einer, angelegt. Die Krone dieser Überläufe liegt 2,2 m unter der Krone der Sperrmauer; sie haben zusammen eine Länge von 68,0 m, über welche bei 2,0 m Überlaufhöhe 428 cbm/sek. — also über jeden 214 cbm — abfliessen könnten. Von den Überläufen stürzt das Wasser durch die Abfallschächte in die Umlaufstollen. Man könnte also notfalls die grösste sekl. Hochwassermenge abzüglich der 5,0 bis 8,3 cbm/sek., welche durch die Turbinen laufen, zum Abfluss bringen. Natürlich wird man von Beginn eines zu erwartenden Hochwassers an die Umlaufstollen öffnen und die unschädlichen 110 cbm/sek. durchlassen. Es würde bei richtiger und rechtzeitiger Bedienung der Schieber in den Umlaufstollen möglich sein, auch das mit 15 Millionen cbm gefüllte Becken noch rechtzeitig zu entleeren, ehe eine Hochflut bis in das Staubecken gelangen könnte.

Die Umlaufstollen sind unterhalb der Mündung der Abfallschächte nachträglich mit Bruchsteinmauerwerk ausgemauert, sodass sich ihr Querschnitt auf je 27,8 qm verringerte. Sollte sich ein Hochwasser wie 1897 wiederholen und ein gefülltes Becken antreffen, so würden durch jeden Umlaufstollen 390 cbm/sek. abfliessen müssen, die Geschwindigkeit also in solchem Falle $v = \frac{390}{27,8} = 14$ m/sek. betragen. Dieselbe sekl.

---

5) Diese für den Queis unterhalb der Schadengrenze liegende Abflussmenge ist berechnet nach der Formel $Q = 0,97 \,.\, F \,.\, \sqrt{2g\,(h - W)}$, worin bedeuten: 0,97 den Einströmungsbeiwert bei gut abgerundeten Mündungen, h die Wasserdruckhöhe, F den Querschnitt der 6 Rohre = 5,7 qm und W die Widerstandshöhe in den Rohren $W = \frac{\lambda l \,.\, v^2}{d\, 2g}$, worin $\lambda = 0,0162$; $l = 17$ m; $d = 1,1$ m; $v = 21$ m zu setzen waren, W sich also zu ∽ 5,6 m und daraus sich $Q = 116$ cbm/sek. ergab.

6) $$h = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{(2/3\,\mu)^2\, l^2\, 2g}} = \sqrt[3]{\frac{110^2}{0,5^2\,(2 \times 30)^2 \,.\, 19,81}} \cong 0,9 \text{ m.}$$

7) Die Berechnung erfolgte nach der Formel $Q = 2/3\,\mu\, b \sqrt{2g}\,[(h + k)^{3/2} - k^{3/2}]\, 6$.

Die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers war berechnet nach $v_0 = 0,90\, c \sqrt{R J}$, worin man c nur zu 38 angenommen hatte, der Zahlenwert 0,90 die Verjüngung der Querschnitte nach den Schützen zu berücksichtigte, $R = \frac{F}{p} = \frac{7,35}{8,05} = 0,81$ beträgt und $J = \frac{0,2}{6,0}$ = Gefälle des Absturzbeckens zu setzen war. v_0 ergab sich zu 5,61 m/sek. und daraus $k = \frac{v^2}{2g} = 1,6$ m.

$$Q \text{ also } = 0,5 \,.\, 2,5 \,.\, 4,429\,[(1,5 + 1,6)^{3/2} - 1,6^{3/2}]\, 6 \backsim 114 \text{ cbm/sek.}$$

Wassermenge würde in den Abfallschächten, welche einen lichten Dm. von 5,0 m haben, mit einer Geschwindigkeit von $v = \frac{390}{19,64} =$ rd. 20 m/sek. abfliessen. Obwohl der Abfluss einer derartigen sekl. Wassermenge durch jeden Stollen gerade durch die Talsperre zur Unmöglichkeit gemacht werden soll, hat man bei der Wahl der Sicherheitsvorrichtungen dennoch mit ihr gerechnet und hat deshalb für notwendig erachtet, die Abfallschächte und die Einmündungsstelle derselben in die Umlaufstollen durch **Stahlpanzerung**[8]) zu sichern (Taf. L, Fig. 3, 7, 8 und 9).

Das **Krafthaus** ist noch im Bau, es wird mit dem Krafthaus an der Bober-Talsperre bei Mauer elektrisch verbunden werden, woselbst als Reserve auch eine Dampfzentrale für zunächst 2000 PS_e projektiert ist. Ein weit verzweigtes Hochspannungsfernleitungsnetz[9]) von mehr als 300 km Gesamtlänge wird die ganze Umgebung der beiden Talsperren mit elektrischer Kraft versorgen und es ist nicht zweifelhaft, dass dadurch eine starke Anregung zur weiteren Entwickelung von Gewerbe und Industrie in den mit Strom versorgten Landesgebieten eintreten wird.

Literaturangaben zu Kap. II.

Für die in Kap. II besprochenen Beispiele sind die Literaturangaben bei den einzelnen §§ bereits gemacht. In nachstehender Tabelle sind nach Ländern geordnet noch eine grössere Reihe interessanter Wasserkraftanlagen aufgeführt, deren Studium empfohlen werden kann. Um dem Leser eine Auswahl zu erleichtern sind kurze Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse und die Turbinen hinzugefügt. Es sind auch einige Anlagen erwähnt, welche sich erst im Bau befinden und von denen eine ausführliche Beschreibung in der Literatur noch nicht erschienen ist. Was aber über diese letztgedachten Anlagen bekannt geworden ist, liess es zweckmässig erscheinen, das Interesse der Leser auf diese wichtigen und interessanten Ausführungen hinzulenken. Wegen interessanter Talsperrenanlagen wird hier auf die ergänzenden Angaben in Kap. III, 1. B. Talsperren verwiesen.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PS_e	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
					Deutschland.		
1	**Wasserkraft-Elektrizitätswerk Hohenfels der Papierfabrik Ahlbruck an der Alb im südl. Schwarzwald**	1898 bis 1903	48,3	900	Voll beaufschlagte Freistrahl-Turbinen von 500 PS_e mit 240 Uml./Min.	Wehr; 1410,0 m langer Werkkanal als Stollen; 70,0 m langes u. 1,30 m weites Druckrohr	Schweiz. Bauz. 1903, II, S. 8, 13, 58, 65 und Wagenbach, „Turbinenanlagen" S. 92.
2	**Wasserkraftanlage der Kgl. Berginspektion Klausthal**	—	58,0	—	Partial beaufschlagte Schwamkrug-Hochdruckturbinen von 48 PS_e und 750 Uml./Min.	—	Wagenbach, „Turbinenanlagen" S. 93 mit Abb. der Turbinen.
3	**Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Isar der Stadt München bei Moosburg**	1904 bis 1906	6,0	4200	Liegende Francis-Schacht-Turbinen	127,4 m langes Wehr in der Isar. 2,16 km langer Werkkanal, 1,9 km langer Unterwasserkanal	Elektr. Zeitschr. 1903 S. 61; Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1906 S. 388.

[8]) Geliefert von der Maschinenbaugesellschaft vorm. Starke & Hoffmann in Hirschberg i. Schles. und eingebaut von J. W. Roth, Neugersdorf i. Sa.

[9]) In einem an den Landesdirektor der Provinz Schlesien vom Verfasser im März 1905 erstatteten Gutachten nebst Kostenanschlägen, Betriebskostenberechnungen etc. waren 246,7 km Hochspannungsfernleitungen vorgesehen.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PS_e	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
4	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Hirschau (nördl. von München an einem Arm der Isar)	—	4,86	1200	Stehende Schachtturbinen von je 335 PS_e bei 50 Uml./Min. mit Kammradübertragung	Wehr und Werkkanal	Wagenbach, „Turbinenanlagen“ S. 25
5	Wasserkraft-Elektrizitätswerk von C. G. Schönherr, Borstendorf in Sachsen a. d. Flöha	—	7,75	1000	Liegende Schachtturbinen von 330 PS_e bei 230 Uml./Min.	Wehr und Werkkanal	Wagenbach, „Turbinenanlagen“ S. 60 (vergl. auch Taf. LXIX, Fig. 1—4 u. Kap. III, 5 Turbinen)
6	Wasserkraftanlage der „Spinnerei am Stadtbach“ in Augsburg, welche die Kraft des Stadtbaches und des Proviantbaches ausnützt	—	6—7,5	2400 bis 2800	Liegende Schachtturbinen von 900 und 1100 PS_e mit 96 Uml./Min.	Wehr- und 2 km langer Werkkanal	Wagenbach, „Turbinenanlagen mit einem Schnitt durch das Krafthaus S. 61.
7	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Laufenburg a. Rh. (vergl. auch S. 19)	Baubeginn 1907	5—10,0	50000	—	Kombiniertes Wehr mit Kammerschleuse und anschliessendem Krafthaus	Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1906 S. [illegible]
	Österreich.						
8	Sillwerke der Stadt Innsbruck (Tirol)	1901 bis 1903	187,0	15000	Liegende Freistrahlturbinen von 3750 PS_e mit 315 Uml./Min.	Wehr; 7,5 km langer Werkkanal; Druckrohre	Elektr. Zeitschr. 19[illegible] S. 998. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 19[illegible] S. 753 u. ff. mit ausführlicher Beschreibung.
9	Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Firma Ignatz Spiro & Söhne an der Moldau bei den sog. Teufelsmauern in der Nähe der Stadt Hohenfurt (Süd-Böhmen)	1902 bis 1903	96,0	7000	Liegende Francis-Spiralturbinen von je 2500 PS_e	Wasserfassung und Druckrohr	Elektr. Zeitschr. 19[illegible] S. 998.
10	Etschwerke bei Meran-Bozen	1897 bis 1898	66,0	6000	Liegende Freistrahlturbinen von je 1200 PS_e bei 320 Uml./Min.	Wehr; 820,0 m langer Werkkanal, Druckstollen von 3,0 m l. Weite mit Beton ausgekleidet, daran anschliessend zwei schmiedeeiserne Druckrohre von 1,6 m Dm.	Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899 S. 130[illegible] Elektr. Zeitschr. 18[illegible] S. 615.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PS_e	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
11	Erweiterung der Etschwerke bei Meran-Bozen	im Bau	125,0 bis 134,0	15 000	6 liegende Peltonräder von je 2500 PS_e	Unterhalb des alten Kraftwerkes Stauweiher von 40 000 cbm Inhalt; Felsstollen durch den Marlingerberg in ein Becken von 6000 cbm. In den Felsen gebrochener Druckstollen mit Betonauskleidung und daran anschliessend Druckrohr	Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1906 S. 329.
12	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Kardaun bei Bozen am Eggentaler Bach in Verbindung mit einer Trinkwasseranlage	1900 bis 1901	210	2 500	Peltonräder von 500 PS_e mit 500 Uml./Min.	60,0 m langes massives Wehr, Werkkanal im Stollen von 1 qm Querschnitt 3 405,0 m lang; 416,5 m lange, schmiedeeiserne Druckrohrleitung mit Flanschenverbindung von 0,9 m Dm.	Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1907 S. 149.
13	Wasserkraftanlage des Walzwerkes Jauerburg (Krain), vergl. auch S. 12	—	320	1 600	Freistrahlturbinen von je 1600 PS_e-Leistung mit nur 70 Uml./Min.	Wehr und 3300,0 m lange Druckrohrleitung von 0,5 m Dm.	Wagenbach, „Turbinenanlagen“ S. 104. Die Anlage ist interessant wegen der von Ganz & Co. gelieferten Turbinen, welche für die Zwecke des Walzwerkes nur 70 Uml./Min. haben durften.
14	Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Aluminiumindustrie A.-G. Neuhausen, Rauris an der Rauriser Ache kurz vor ihrer Mündung in die Salzach (Salzburg)	1903 bis 1904	125,0 bis 130,0	6 000	Liegende Gehäuse-Francisturbinen von je 2 000 PS_e u. 450 Uml./Min. von Escher, Wyss & Co. Zur Zeit der Aufstellung das höchste in einer Francisturbine ausgenutzte Gefälle (vergl. S. 8 u. Kap. III, 5. Turbinen).	—	Zodel. Schweiz. Bauz. 1904, II, S. 227. Wagenbach, „Turbinenanlagen“ S. 81.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PS_e	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangab[illegible]
					Frankreich.		
15	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Toulouse	—	23	2000	Liegende Spiralgehäuse-Turbinen von je 417 PS_e mit 425 Uml./Min.	Wehr, Werkkanal und Druckrohr, welches auf Stützmauern und den nach oben verlängerten Wänden des Krafthauses aufruhend über dem Dache des letzteren liegt. Von diesem zweigen die Turbinenrohre ab	Wagenbach, „Turb[illegible] anlagen" S. 6[illegible] mit Schnitten [illegible] Krafthaus.
16	Wasserkraft-Elektrizitätswerk in Les Clavaux an der Romanche (Isère)	1897 bis 1898	42	5000	Liegende Gehäuse-Turbinen	Wehr, Werkkanal und 1150,0 m langes Druckrohr von 2,5 m Dm.	Compte Rendu [illegible] grès de la Houille [illegible] che, Grenoble [illegible] Deuxième Volume [illegible] (vergl. auch [illegible] Installations Hy[illegible] Électriques, Par[illegible]
17	Wasserkraft-Elektrizitätswerk in Rioupéroux an der Romanche (Isère) für eine Papierfabrik und eine elektro-chemische Fabrik	1899 bis 1901	35,0	7000	4 liegende Gehäuse-Turbinen von je 850 PS_e und 2 von je 425 PS_e	Wehr und 1000,0 m langer Werkkanal, 2 Druckrohre von 1,50 m innerem Dm.	Ebenda S. 33.
18	Wasserkraft-Elektrizitätswerke Servoz und Chavants an der Arve (Haute Savoie) für den Betrieb der Chemin de fer du Fayet à Chamonix	—	38,0 bis 46,0 für Servoz	4800	Zunächst 4 liegende Gehäuseturbinen von 325 PS_e aufgestellt	Wehr in der Arve, Werkkanal, Druckrohre	Ebenda S. 170.
			und 94,0 für Chavants	5640 bis 11810	Es waren 1902 zunächst nur 2 liegende Freistrahlturbinen von je 325 PS_e aufgestellt	3,0 m hohes Wehr, 2148 m langer Werkkanal, Druckrohre	Ebenda S. 178.
19	Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Arve bei Chedde (Haute Savoie) der Société anonyme des Forces Motrices et Usines de l'Arve (die Anlagen zu 18 sind gleichfalls von der genannten Gesellschaft errichtet und an die Eisenbahn-Gesellschaft Paris-Lyon-Marseille abgetreten)	—	140,0	14000	12 Girard-Turbinen mit liegenden Wellen von je 800 PS_e und 230 Uml./Min. aufgestellt. Weitere Turbinen folgen nach Bedarf.	Wasser kommt vom Unterwasser des Kraftwerkes Servoz in einem meistens im Tunnel liegenden Werkkanal. Zunächst 2 Druckrohre von 1,4 m Dm. verlegt. Wandstärke oben 6 mm, unten 14 mm. Eins der Rohre wurde bei der Inbetriebsetzung, als der obere Schieber geschlossen wurde, der untere aber aufblieb, von dem äusseren Luftdruck in die Form einer Acht zusammengedrückt, weil das Luftrohr am oberen Ende ungenügend dimensioniert war	Ebenda S. 191.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PS_e	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
20	Wasserkraft-Elektrizitätswerk bei Evian Les Bains in Chevenoz (Haute Savoie) an der Dranse der Union Électrique Soc. an. Das Krafthaus liegt 14 km von Thonon und 20 km von Evian entfernt	1898	55,0	1100	Liegende Gehäuse-Turbinen von 300—350 PS_e mit 480 Uml./Min.	Einfaches Wehr, Werkkanal von 800,0 m Länge, 250,0 m langes Druckrohr von 1,0 m Dm.	Ebenda S. 215.
21	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Bellegarde (Ain) an der Rhone	1871 und 1899	10 bis 14,0	10000	Stehende Schachtturbinen von je 1500 PS_e	Wehr in der Rhone	Ebenda S. 221.
22	Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Doron bei Bozel (Savoie) der Compagnie Général d'Électro-Chimie	1899	287,0	4500	6 liegende Freistrahl-Gehäuse-Turbinen von je 650 PS_e.	Wehr und 2200,0 m langes Druckrohr von 0,9 m Dm. und 6 bis 18 mm Wandstärke. Das Druckrohr überschreitet 3 mal auf eisernen Hängebrücken von 55,0, 38,0 u. 70,0 m Spannweite den Doron.	Ebenda S. 269.
23	Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Arc bei Saint Michel de Maurienne der Société d'Électro-Chimie. Liefert Kraft für die Fabriken in Prémont (vergl. auch Kap. III, 2 Werkkanäle, wegen der interessanten Wasserfassung).	1895 bis 1896	75,0 bis 80,0	3750	12 Turbinen von 160 PS_e mit 350 Uml./Min. 4 Turbinen von 480 PS_e und 300 Uml./Min.	Wehr; 2300,0 m langer Werkkanal; zwei Druckrohre von 1,20 m Dm.	Ebenda S. 317.
24	Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Furon (linken Nebenfluss der Isère) bei Engins der Société d'Énergie Électrique de Grenoble et Voiron	1897 bis 1898	296	1500 allein im oberen Werke. Ein unteres Werk liegt bei Les Côtes de Sassenage	Liegende Freistrahl-Turbinen von je 425 PS_e	Wehr; mehrere kleine Stauweiher von zusammen 20000 cbm Inhalt; 3200,0 m lange, bedeckt verlegte Druckrohrleitung, wovon (bis 85,0 m Druckhöhe) 2000,0 m in armiertem Beton von 10—20 cm Wandstärke u. 0,80 m Dm., der Rest als eisernes Druckrohr von 0,60 m Dm. mit Flanschenverbindung und 4—14 mm Wandstärke. ausgeführt sind. (Der Maschinensaal ist durch eine Längswand getrennt; in dem einen Teil stehen die Turbinen, in dem anderen die Generatoren.)	Ebenda S. 553 und L'Éclairage Électrique Paris No. 40 du 6 Octobre 1900. L'Usine d'Engins.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PSe	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
25	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Saut Mortier (Dep. Jura) am Ainfluss	1900 bis 1901	17,0	8000	Liegende Gehäuse-Turbinen von je 700 PSe und 250 Uml./Min. mit Einführung des Druckrohres von oben wie bei der Anlage Avignonnet (S. 505).	Wehr im Ain. Etwa 1,5 km langer Werkkanal teils offen, teils im Tunnel; Ausnutzung des Lac de Challain zum Ausgleich der Wassermenge (S. 228); 4 Druckrohre von je 1,7 m Dm.).	Génie Civil 1901 Heft; Wagenbach, „Turbinenanlagen“ S. 83. E. Reichel, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901 S. 1631 u. f.
	Schweiz.						
26	Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Sarine bei Montbovon, Kanton Freiburg, der Société des Usines hydro-électriques de Montbovon in Romont	1900	57 bis 60	5600	4 stehende Freistrahlturbinen von je 1100 PSe mit 300 Uml./Min. 2 desgl. von 500 PSe mit 150 Uml./Min. (vergl. Taf. LXXV, Fig. 4—8)	Die Anlage ist bemerkenswert, weil eine stehende Turbine bei dem hohen Gefälle gewählt wurde und wegen der eigentümlichen Konstruktion der von Jakob Rieter in Winterthur gelieferten Turbinen	E. Reichel, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901 S. 1389, 1391.
27	Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Walliser Industriegesellschaft in Vernayaz (Karbidfabrik) im Rhonetal an dem die Pissevache-Fälle bildenden Wasserlauf	1900 bis 1902	500,0	6000	6 liegende Schwamkrug-turbinen von je 1000 PSe und 500 Uml./Min. (vergl. Taf. LXXV, Fig. 1—3)	Krafthaus oberhalb der 60,0 m hohen Fälle, welche erhalten geblieben sind, in den Felsen hineingebaut. Wehr; genietete Stahlrohrleitung, welche sich in der engen wilden Schlucht dem Gelände so gut wie möglich anpasst. Krümmungen z. T. wie bei der später gebauten Vouvry-Anlage (S. 471 und Taf. LVIII, Fig. 10 u. 11) durch eingelegte Keilstücke ermöglicht	Ebenda S. 1633 u. 1634.
	Italien.						
28	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Paderno an der Adda (S. 20) zur Stromversorgung von Mailand der Società Generale Italiana di Elettricità Systema Edison	1895 bis 1897	24,9 bis 28,8	13000	7 liegende Gehäuse-Francis-Turbinen von 2160 PSe mit 180 Uml./Min. (Dargestellt auf Taf. LXIX, Fig. 5—8).	Nadelwehr in der Adda (Taf. LI, Fig. 14 bis 16). Offener 689,85 m langer Werkkanal. Geschwindigkeit 1,37 m/sek. Druckrohre	Le Génie Civil. E. Vanotti: Installation Hydro-Électrique de Paderno Adda, Paris 1898. Di alcuni Impianti per Trasporto dell' Energia Elettrica: Il Canale Industriale di Paderno degli Ingg. Cesare Saldini etc. (Mailand 1898)

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PSe	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
29	Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Caffaro-Flusse (Kraft- u. Lichtversorgung für die Provinz Brescia)	1903 bis 1904	254,0	10000 in einem unteren Werk. 5000 in einem oberen Werk, welches später angelegt werden soll.	Liegende Freistrahlturbinen von je 2500 PSe	Wehr und 4500,0 m l. Werkkanal	Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1903 S. 331.
30	Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Potenzafluss der Società Italiana di Elettricità Lahmeyer & Co. Erbaut für den Betrieb einer Strassenbahn zwischen Castelraimondo unweit Ancona nach Camerino	1903 bis 1904	17,0	600	Liegende Francis-Reaktions-Turbinen für je 200 PSe	—	Elektrot. Zeitschr. 1903 S. 629.
31	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Cellina an der Cellina (Venezien). Kraftversorgung von Venedig	1903 bis 1904	57,0	11000	6 liegende Francis-Turbinen von je 2600 PSe mit 315 Uml./Min.	18,0 m hohes Wehr in einer Schlucht, 11 km langer Werkkanal	Semenza (S. 10) Les Installations Hydro-Électriques de la Haute Italie. Paris 1905.
32	Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Brembo der Società Conti per Imprese Elettriche (Übertragung nach Monza und Mailand)	1903 bis 1904	40,0	12000	4 liegende Francis-Turbinen von je 3000 PSe mit 315 Uml./Min.	Wehr im Brembo. Offener Werkkanal. Druckrohre	Ebenda.
					Norwegen.		
33	Wasserkraftwerk der Holzschleifereien und Papierfabriken der Union Co., 5 km unterhalb von Skien am Skotfos (Jahresleistung 25 Millionen kg Druck- und Zeitungspapier)	—	7,0	10000	Stehende Gehäuse-Turbinen von 450 PSe bei 150 Uml./Min.	Wehr und Werkkanal; Wasser wird durch Druckrohre von 2,5 m l. W. den Turbinen zugeführt. Krafthaus auf Felsen fundiert, steht zusammen mit Holzschleiferei zwischen Werkkanal und Unterwasserkanal	Wagenbach, „Turbinenanlagen" S. 29 mit Schnitten durch das Krafthaus.
34	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Trondhjem am oberen Lerfos	—	30,5	2400 (kann durch Regulierung d. Flusses und der Seen auf 10000 PSe erhöht werden)	Liegende Gehäuse-Turbinen von 1000 PSe mit 375 Uml./Min.	Wehr, Werkkanal, Sammelbecken, Druckrohre	Teknisk Ugeblad 1901 S. 517. Wagenbach, „Turbinenanlagen" S. 35 mit Abb. der Turbinen.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PS_e	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangabe
35	Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Karbidfabrik Notodden	1899 bis 1900	18,5	4000	Liegende Spiralgehäuse-Turbinen mit Einmündung des Turbinenrohres von oben, 1000 PS_e und 231 Uml./Min.	100,0 m langes und 4,0 m weites Druckrohr für 25,0 cbm/sek., Geschw. 1,91 m/sek.	Zeitschr. d. Ver. [illegible]scher Ing. 1903 [illegible] Wagenbach „Turb[illegible]anlagen" S. 87 [illegible] der Turbine
					Schweden.		
36	Wasserkraftwerk der Strömsnäs-Bruks Aktiebolag in Strömsnäsbruk	—	3,75	855	Stehende Francis-Schachtturbinen mit Finkschen Leitschaufeln und 50 Uml./Min. Kammradübertragung (gel. von Richard Hartmann A.-G. Chemnitz)	Wehr und Werkkanal	Wagenbach „Turb[illegible]anlagen" S. 24 [illegible] der Turbines
37	Wasserkraft-Elektrizitätswerk an den Trollhättan-Fällen des schwedischen Staates	Baubeginn 1906	30,0	75000	Liegende Francis-Turbinen von je 10000 PS_e	Werkkanal, Druckrohre, Krafthaus	Zeitschr. d. Ver. [illegible]scher Ing. 1906 S. [illegible]
					Spanien.		
38	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Quintana-Martingalindez, 78 km von Bilbao, der Società Hidro Electrica Iberica (erb. von Siemens-Schuckert-Werken Berlin)	1902 bis 1904	—	4000	Turbinen von 1000 PS_e mit 375 Uml./Min.	—	Elektr. Zeitschr. 19[illegible] S. 283
					Russland.		
39	Wasserkraft-Elektrizitätswerk Stockfors-Traesliberi (Holzschleiferei) in Kotka, Finnland, an der Kymmene bei Pyttis	—	8,0	3800	3 liegende vierfache Schacht-Francis-Turbinen von 1000 PS_e, 2 liegende Schachtturbinen von 350 und 250 PS_e, 1 stehende Turbine von 200 PS_e	Wehr und Werkkanal. Krafthaus mit Holzschleiferei, getragen von schmiedeeisernen, auf dem Felsen gegründeten Säulen, über dem Unterwasserkanal dicht am Meere, in welches die Kymmene das Wasser eines Teils der finnischen Seen abführt	Wagenbach wie [illegible] S. 28 mit Grundriss [illegible] Quer-schnitt des Kr[illegible]hauses.
					Japan.		
40	Wasserkraft-Elektrizitätswerk für die Stadt Tokio am Tamagawa 40 km von Tokio entfernt	im Bau	—	80000	—		Zeitschr. f. d. ges. Tu[illegible]binenwesen 1906 S. [illegible]

Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PSe	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
Vereinigte Staaten von Nord-Amerika (vergl. auch S. 14 dieses Bandes).						
St. Lawrence Power Co. bei Massena N.-Y.	1901 bis 1902	12,0	70000	Dreifache liegende Victor-Schachtturbinen an einer Welle	Wehr im Lawrence-Strom; 5,0 km langer Werkkanal nach dem Grassefluss von 80,0 m Breite und 7,6 m Tiefe.	Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901 S. 500. Engineering News vom 21. Februar 1901 S. 130.
Ausnutzung der Spierfälle am Hudson, rd. 64 km oberhalb von Albany N.-Y.	1903 bis 1904	47,5	82000	Liegende Gehäuse-Turbinen von 5000 und 8400 PSe	546 m langer und ca. 30 m hoher Staudamm im Hudson	Elektrot. Zeitschr. 1903 S. 758. Electrical World and Engineer 1903, S. 1091. Scientific American 1903 S. 186.
Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Manchester Traction Light and Power Co. am Merrimac River, New Hampshire	1902 bis 1904	7,65 bis 9,15	6000	Liegende Schacht-Gehäuseturbinen im offnen Schacht von je 1035—1220 PSe	185 m langes Wehr und kurzer nur 150 m langer Werkkanal	Eng. Record 1903, I. S. 107, 1904, I. S. 668. Wagenbach, „Turbinenanlagen" S. 65 mit Abb. der Turbinenanlage.
Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Atlanta Water and Electric-Power Co. (Georgia) an den Morganfällen des Chattahoochee-River, welcher am Südabhang der Alleghani-Mountains entspringt	1902 bis 1904	14,6	12750	Liegende Schachtturbinen von je 2400 PSe in einem kurzen geschlossenen Druckschacht, welcher im Wehre selber angelegt ist. Krafthaus unmittelbar hinter dem nicht überfluteten Teile des Stauwehres	275 m breites und 16,0 m hohes Wehr. 215 m Länge des Wehres dienen als Überfall	Eng. Record 1904, I. S. 504. Eng. News 1904, II. S. 15. Wagenbach, „Turbinenanlagen" S. 66 mit Abb. der Turbinenanlage.
Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Catawba-River in der Nähe von Rock Hill (Süd-Carolina)	1902 bis 1904	5,0 bis 7,6	8100	Liegende Schachtturbinen von je 1150 PSe mit Seilübertragung auf die hochwasserfrei stehenden Generatoren	285,0 m breites, hufeisenförmig in den Fluss eingebautes Wehr. Turbinenkammern und Krafthaus unmittelbar am und im Wehr	Eng. Record 1904, II. S. 114 u. 129. Wagenbach, „Turbinenanlagen" S. 67 mit Abb. des Krafthauses.
Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Animas-River bei Rockwood Colorado	im Bau	300,0	40000	—	Staumauer von 420,0 m Länge und 30,0 m Höhe. 13 km langer Stollen zur Ableitung des Wassers des Animas, Staubecken von 90 Millionen cbm Inhalt, in welches auch das Wasser zweier Nebenflüsse des Animas, nämlich Lime und Cascade, geleitet werden soll	Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1906 S. 352.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PSe	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
47	Wasserkraft-Elektrizitätswerk bei Chattanooga (Tennessee) am Tennessee-River (Nebenfluss des Mississippi)	seit 1905 im Bau	12,0	40000 bis 60000	Stehende Schachtturbinen von je 4000 PSe bei 120 Uml./Min.	Quer durch den Fluss ein Staudamm von 365,0 m Länge und 15 bis 18,0 m Höhe	Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1906 S. 31
48	Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Puyallup-River bei Tacoma (Washington) der Puget Sound Power Co.	1903 bis 1904	265,0	20000	Freistrahl-Doble-Räder von je 5000—7500 PSe	60,0 m langes, 1,5 m hohes festes Wehr im Puyallup-River; 16 km langer Werkkanal mit Stauweiher	Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905 S. 418 u. ff.
49	Wasserkraft-Elektrizitätswerk der California Missouri River Power Company bei Black Cañon am Missouri (Kalifornien).	1902 bis 1903	9,0	10000	Liegende Doppel-Schachtturbinen von je 1125 PSe	150,0 m langes Stauwehr	Elektr. Zeitschr. 1903 S. 819. The Electrical Times 12. Februar 1903.
50	Wasserkraft-Elektrizitätswerk bei Folsom am Americanflusse (Kalifornien)	1895 bis 1896	10,0 bis 14,0	5200	Liegende Schacht-Doppelturbinen von je 1300 PSe	Staudamm von 200 m Länge, 26,7 m Fussbreite und 7,6 m Kronenbreite. Kurzer Werkkanal.	Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895 S. 1067.
51	Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Northern California Power Co. a) bei Volta am Battle Creek (Nordabhang der Sierra Nevada)	1902 bis 1904	365,0	4500	Peltonräder	Wehr; 5,6 km langer Werkkanal; Staubecken im Nora-See; 250,0 m lange Druckleitung von 1,0 m l. W. aus Rotholzdauben, welche von Eisenreifen mit Spannschlössern zusammengehalten werden, dann anschliessend 1800,0 m lange eiserne Druckrohrleitung.	Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904 S. 2010. Electrical World von September und Oktober 1904.
52	b) bei Kilaro 24 km nördlich von dem Voltawerk am Cow Creek	1902 bis 1904	360,0	6500	Peltonräder	Wehr; 6 km langer Werkkanal; Stauweiher von 3,25 ha Oberfläche u. 100000 cbm Inhalt, gebildet durch einen 4,5 m hohen Damm. Eiserne Druckrohrleitung, deren Dm. von 1,380 m am Stauweiher auf 1,070 m am Maschinenhause abnimmt	Ebenda.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführg.	Gefälle in m	Leistung in PS$_e$	Art der Turbinen	Einige Angaben über die wasserbaulichen Verhältnisse	Literaturangaben
					Canada (vergl. S. 15 dieses Bandes).		
53	Shawanegan Water Power Co. bei Quebec Canada	1902 bis 1904	40,0	—	Liegende Gehäuse-Francis-Turbine mit Finkschen Leitschaufeln	Wasserfälle	L. Zodel, Schweiz. Bauzeitung 1904, I. S. 98. Wagenbach, „Turbinenanlagen" S. 87 mit Abb. einer Turbine
54	Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Hamilton-Cataract Power Light and Traction Co. am Niagara. Krafthaus bei St. Catharines (vergl. auch S. 8 u. 15 dieses Bandes)	1898 bis 1899 und 1903 bis 1904	78,0 bis 79,5	45000	Liegende Spiralgehäuseturbinen von 2000 PS$_e$ und von 6100 PS$_e$, ausser einer Anzahl älterer und kleinerer Turbinen	Wasser wird aus dem alten Wellandkanal entnommen u. in einem neuen Kanal von Allanburg bis zum Rande des Niagara-River bei St. Catharines geführt, wo 3 grosse Stauweiher von über 12 ha Oberfläche angelegt wurden. Später (1903—1904) wurde ein neues Wehr in dem Wellandkanal erbaut, das Betriebswasser durch einen neuen Werkkanal von 600,0 m Länge in den Beaver-Dams-Creek geführt und letzterer durch einen Erddamm zu einem Staubecken von 162 ha Oberfläche aufgestaut. Letzteres ist mit den alten Stauweihern durch einen Kanal von 800,0 m Länge verbunden.	Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901 S. 1095 und 1905 S. 2009 u. ff.
					Mexiko.		
55	Wasserkraft-Elektrizitätswerk bei Necaxa zur Ausnützung der Necaxa- und Tenangofälle der Mexican Light and Power Co. (Stromversorgung von Mexico, El Ore, Puebla und Pachna, vergl. S. 22).	1903 bis 1905	872,4 bis 400,5	80000 bis 40000	6 stehende Peltonturbinen von je 8000 PS$_e$ mit 300 Uml/Min. (gel. von Escher, Wyss & Co.)	Drei Staudämme von 61000000 cbm Inhalt zur Aufspeicherung des Wassers der Regenzeit; 6 schmiedeeiserne zum Teil im Tunnel, zum Teil offen auf Betonfundamenten verlegte Druckrohre von 0,75 m Dm. (30"); Krafthaus auf Betonfundamenten wegen der Erdbebengefahr aus Eisenfachwerk errichtet, hat einen Maschinensaal von 26,8 m Breite und 60,0 m Länge und ist bis zum First des Polonceaudaches (mit seitlichen Oberlichtern) 19,8 m hoch. Es stehen 3,6 qm Bodenfläche pro 100 inst. PS$_e$ (wenn man 6 × 8000 = 48000 PS$_e$ zugrunde legt) zur Verfügung	Modern Mexico Vol. XX Nr. 7, April 1906

Kapitel III. Einzelheiten über Entwurf und Ausführung der verschiedenen Bauteile, über Stromtarife und den Betrieb von Wasserkraftanlagen.

§ 1. Stauwerke.

Für unsere Zwecke sollen die Stauwerke unterschieden werden in:

A. Wehre, B. **Talsperren,** C. **Stauweiher und Druckbecken.**

A. Wehre. Hierzu Tafel LI.

Die zu A gehörigen Besprechungen sind in folgende Abschnitte eingeteilt:

1. Die Wirkungen der Wehre.
2. Die verschiedenen Arten der Wehre.
3. Die Wahl der Stelle für das Wehr und die Anordnung desselben zur Stromrichtung.
4. Die Stauhöhe.
5. Die Berechnung der Stauhöhen, Weh der Durchflussprofile und der Stauweite.
6. Die festen Wehre.
7. Bewegliche Wehre.
8. Die Grundablässe oder Kiesfreiläufe.
9. Die Flossgassen und die Eisschützen.
10. Die Fischpässe.
11. Die statische Berechnung der Wehre.
12. Die Ausführung der Wehre.

1. Die Wirkungen der Wehre. Unter Wehren sind hier diejenigen Bauwerke verstanden, welche in einem fliessenden Gewässer zu dem Zwecke errichtet werden, um durch den eine stufenförmige Erhöhung des Wasserspiegels bewirkenden Stau Druckgefälle zu gewinnen und die Ableitung von Triebwasser aus dem Gewässer zu erleichtern. Bei Flüssen, welche im Verhältnis zu ihrer sekl. Wassermenge eine grosse Breite haben, wie es bei den meisten unregulierten Flüssen der Fall ist, verteilt sich bei N.W. das fliessende Wasser in einzelne kleine Rinnsale und ist infolgedessen ohne Stauwehr für ein Triebwerk nicht fassbar.

Der Stau vergrössert den benetzten Querschnitt des Flussbettes und vermindert dadurch die Geschwindigkeit des Wassers vor dem Wehre. Die Folge hiervon ist die Ablagerung der Geschiebe und der Sinkstoffe. Wenn keine besonderen Vorkehrungen getroffen würden, um diese Ablagerungen zu beseitigen, müsste sich allmählich die Sohle des Flusses angenähert bis zur Krone des Wehres heben und das Sohlengefälle sich aufwärts des Wehres der Wagerechten nähern. Damit würde auch der Wasserspiegel im oberen Laufe des Flusses über die beabsichtigte Stauhöhe hinaus gehoben, es würde sich aber andererseits die Wassertiefe bei N.W. wieder derjenigen nähern, welche vor Einbau des Wehres herrschte, und der etwa auf Höhe der alten Flussohle angelegte Einlauf zu einem Werkkanal würde versanden. Die Höhe des Aufstaus, welchen ein

Wehr gegenüber dem ungestauten Wasserspiegel erzeugt, nimmt nach aufwärts hin allmählich ab, derart, dass der gestaute Wasserspiegel sich dem ungestauten immer mehr nähert und demselben in einem gewissen Abstande von dem Wehre so nahe kommt, dass die Stauhöhe praktisch bedeutungslos wird. Geringere Schwankungen im Wasserspiegel werden durch die Bewegung der Luft und durch die Strömung verursacht, sodass mit mathematischer Genauigkeit das Ende der Stauwirkung an Ort und Stelle nicht gemessen werden kann. Man nennt den Abstand vom Wehre bis zur Grenze der tatsächlich messbaren Wasserspiegelhebung gewöhnlich die **Stauweite** und die gekrümmte Linie des Wasserspiegels im Längsschnitt der Stauweite die **Staukurve**. Ausserhalb der Stauweite hören die unmittelbaren Wirkungen des Wehres auf. Es versteht sich von selbst, dass die Stauweite um so grösser wird, je kleiner das Wasserspiegelgefälle im ungestauten Flusse war. Innerhalb der Stauweiten werden die Vorflutverhältnisse verändert und unter Umständen werden bislang trockne Gelände unter Wasser gesetzt und der Benutzung entzogen. Bei tief eingeschnittenen Wasserläufen liegt in der Regel der Grundwasserstand in den anliegenden Ländereien auch tief und ebenso sind die kleineren Zuflüsse in der Regel tiefer eingeschnitten; man wird daher bei der Wahl der Stauhöhe, ohne schädliche Veränderungen der Vorflutverhältnisse befürchten zu müssen, eine grössere Freiheit haben als bei flacheren Flussprofilen. Liegt oberhalb der Stelle, an welcher man ein Wehr anzulegen beabsichtigt, eine Triebwerksanlage, so darf die Stauweite höchstens bis zu dem Unterwasser dieses Triebwerkes reichen, wenn dasselbe nicht schädlich beeinflusst werden soll. Es ist zu beachten, dass die Stauweite nicht nur von der Höhe des Aufstaus am Wehr, sondern auch von den Wasserspiegelgefällen und von den sekl. Wassermengen während der verschiedenen Beharrungszustände der Flusstrecke abhängt und dass deshalb die grösste Stauweite zu ermitteln ist.

Das gestaute Wassers stürzt, soweit es nicht durch den Werkkanal abgeführt wird, mit derjenigen Geschwindigkeit, welche durch die vorhandene Druckhöhe erzeugt wird, über den Rücken des festen Wehres oder durch die Öffnungen der beweglichen Wehrteile und greift infolgedessen die Sohle und die Ufer des Flusses unterhalb des Wehres an. Wenn also nicht entsprechende Gegenmassregeln getroffen werden, so wird das Wasser die Flussohle unterhalb des Wehres vertiefen und die Flussufer einseitig oder beiderseits ausfressen.

Die durch das Wehr hervorgerufene Staustufe bildet für die Schiffahrt, die Flösserei und für die Fischzucht ein Hindernis. Für die Flösserei und Schiffahrt wird dieses Hindernis durch Flossgassen und Schiffsschleusen überwunden. Um den Fischen den Zug aufwärts möglich zu machen, werden von gewissen Stauhöhen an sogenannte Fischtreppen oder Fischpässe mit dem Wehre in bauliche Verbindung gebracht.

Mit Rücksicht auf die weitreichenden Einwirkungen eines Wehres, auf die Verhältnisse im Flusse und auf die Rechte Dritter wird in allen Kulturländern, wie in § 2 des Kap. I bereits gezeigt wurde, die Erbauung von Stauanlagen von behördlicher Erlaubnis abhängig gemacht, und es wird insonderheit die zulässige **Stauhöhe** bei den verschiedenen Wasserständen zahlenmässig vorgeschrieben. Um die zulässige Stauhöhe festlegen und ständig nachprüfen zu können, wird in der Regel die Anbringung einer unverrückbaren Staumarke verlangt. Meistens besteht diese Staumarke aus einem eingerammten Merkpfahl, dessen mit einer Haube versehener und wagerecht abgeschnittener Kopf mit der höchst zulässigen Stauhöhe zusammenfällt. Oft werden für die verschiedenen Wasserstände verschiedene Stauhöhen vorgeschrieben. Es kann ferner

dem Triebwerksbesitzer die Verpflichtung auferlegt werden, z. B. im Interesse der Bewässerung von Ländereien am Oberwasser oder im Interesse der Erhaltung einer gewissen Wassertiefe für die Schiffahrt und Flösserei, den Stau nicht unter eine bestimmte Höhe sinken zu lassen. Alle diese verschiedenen Marken werden an dem Merkpfahle deutlich und leicht erkennbar anzubringen sein.

2. Die verschiedenen Arten der Wehre. Am häufigsten unterscheidet man die Wehre in feste und bewegliche Wehre.

Als **feste Wehre** bezeichnet man diejenigen, bei welchen der Stau durch die Krone des Wehres fest bestimmt wird und die Stauwirkungen weder ganz noch teilweise verändert oder beseitigt werden können. Hieraus ergibt sich schon, dass als **bewegliche Wehre** diejenigen zu betrachten sind, deren Einrichtungen es gestatten, die Stauwirkungen innerhalb bestimmter Grenzen willkürlich abzuändern. Bei Wasserkraftanlagen kommen vollkommen feste Wehre nur dann in Betracht, wenn der Wasserlauf nur so geringe Mengen von Sinkstoffen und Geschiebe mit sich führt, dass dieselben unschädlich durch den Triebswerkskanal und die Turbinen abgeführt werden können, und wenn die Stauwirkung mit Rücksicht auf Rechte und Interessen Dritter einer willkürlichen Regelung nicht bedarf.

In den weitaus meisten Fällen müssen schon wegen der Abführung der sich vor dem Wehre ablagernden Geschiebe und Sinkstoffe mit dem festen Wehre ein oder mehrere **Grundablässe** verbunden sein. Dem Hauptzwecke der Grundablässe entsprechend liegt ihre Sohle in der Regel auf der Höhe der Flussohle aufwärts des Wehres.

Man unterscheidet bei den festen Wehren weiter solche mit vollkommenem und unvollkommenem Überfall. Letztere nennt man **Grundwehre,** auch **Grundschwellen** oder **Stauschwellen,** erstere **Überfallwehre.** Bei festen Wehren mit vollkommenem Überfall bleibt der Unterwasserspiegel unter der Krone des Wehres. Jedes Überfallwehr kann aber unter Umständen bei Hochwasser zu einem Grundwehr werden, wenn sich der Unterwasserspiegel bis über die Krone des Wehres erhebt.

Ist die Stauung des Hochwasserspiegels nur in beschränkterem Masse zulässig als die Stauung des Wasserspiegels bei kleineren Wasserständen, so wird man mit einem festen Wehre ein bewegliches zu verbinden haben, in welcher Beziehung unter Umständen schon durch den Grundablass allein den Anforderungen Genüge geleistet werden kann. Diese Verbindung kann entweder so geschehen, dass neben einem festen ein bewegliches Wehr errichtet wird (vergl. z. B. die Anlage Lechwerk Gersthofen, Taf. XLV, Fig. 1), oder derart, dass auf das feste Wehr ein bewegliches aufgesetzt wird (vergl. z. B. die Anlage Hagneck, Taf. XXXII, Fig. 2, 3 u. 4). Ist die Stauung des Hochwasserspiegels überhaupt nicht zulässig, so wird man das ganze Flussprofil bei Hochwasser frei zu machen haben und infolgedessen ein festes Wehr überhaupt nicht anlegen dürfen, vielmehr das bewegliche Wehr so einrichten müssen, dass eine feste Grundschwelle nur bis zur Höhe der Flussohle errichtet wird und im übrigen alle beweglichen Wehrteile aus dem Profil des Flusses entfernt werden können (vergl. z. B. die Anlage St. Maurice-Lausanne, Taf. XXIX, Fig. 1 u. 2).

3. Die Wahl der Stelle für das Wehr und die Anordnung desselben zur Stromrichtung. Im allgemeinen wird man das Wehr unmittelbar oberhalb eines stärkeren Sohlengefälles im Flusse anlegen, um von diesem stärkeren Gefälle an Druckhöhe so viel wie möglich zu gewinnen. Es ist ferner darauf zu achten, und zwar mit in erster Linie, dass auf die bestmögliche Weise die Wasserentnahme aus

dem Flusse bei jedem Wasserstande gesichert ist. Von diesem letzten Gesichtspunkt aus wird man das Wehr so zu legen haben, dass der Kanaleinlauf bei gekrümmter Flussachse auf der nach dem Flusse zu konkaven Seite zu liegen kommt, und bei geraden Strecken möglichst an derjenigen Seite, wo die Flussrinne nach Verlauf von Hochwässern erfahrungsgemäss bei N.W. am häufigsten verbleibt.

Die Wasserentnahme bei N.W. wird man an einer engeren Flusstelle leichter und sicherer erreichen als an einer breiteren. Massgebend sind aber ferner die zulässigen Stauhöhen bei höherem Wasserstande. Steht die Stauhöhe des Wehres bei N.W. und damit auch die Kronenhöhe eines festen Wehres fest, so ergibt sich seine Mindestbreite aus der sekl. Wassermenge, welche bei H.W. noch über das Überfallwehr hinüber oder durch die beweglichen Verschlüsse hindurchfliessen muss. Die hiernach vorläufig ermittelte Wehrlänge gibt also einen weiteren Anhaltspunkt für die Wahl der Stelle, wo das Bauwerk zu errichten ist.

Wegen der Standsicherheit des Wehres und wegen seiner Baukosten wird man naturgemäss auf die Beschaffenheit des Baugrundes sehr wesentliche Rücksicht zu nehmen haben. Die Baukosten hängen aber ausser von der Wehrlänge und der Beschaffenheit des Baugrundes auch von der Art und Weise ab, wie die Bauausführung bewerkstelligt werden kann. Bei engen Flusstellen macht die Umleitung des Wassers meistens erheblich kostspieligere Nebenarbeiten notwendig als bei breiteren Flusstellen, weil die höheren Wasserstände mit grösserer Wassertiefe und grösserer Geschwindigkeit in der Umleitung zum Abfluss kommen müssen und die letztere infolgedessen stärkeren Angriffen ausgesetzt sein wird.

Auch die zur Verfügung stehende Bauzeit spielt bei der Wahl der Wehrstelle eine erhebliche Rolle. Es kann z. B. bei einer breiteren Flusstelle möglich sein, die Gesamtanlage in zwei Bauperioden auszuführen, während es dagegen bei einer engeren Baustelle notwendig werden kann, die Bauausführung in drei und mehr Abschnitten, gerade mit Rücksicht auf die Umleitung des Wassers, einzuteilen, und so kann sowohl wegen der direkten Baukosten als auch wegen des Zeitverlustes das längere Wehr doch billiger werden als das kürzere.

Es ist ferner für die Bestimmung der Länge und der Stärke der Sohlenbefestigung hinter dem Wehre massgebend, wie weit vom Wehre entfernt die Stelle liegt, wo das über oder durch das Wehr stürzende Wasser bei H.W. in einen so grossen benetzten Querschnitt eintritt, dass die Geschwindigkeit des strömenden Wassers $v = \frac{Q}{F}$ auf ein unschädliches Mass vermindert wird.

Sind Schiffsschleusen neben dem Wehre im Flusse selbst anzulegen, so kann auch durch diese Rücksicht die Wahl der Wehrstelle stark mit beeinflusst werden. Zunächst muss die Flusstelle breit genug sein, um noch ohne zu grosse Kosten den Platz für die Schiffsschleuse zu gewinnen. Das Oberhaupt der Schleuse muss, ebenso wie das Unterhaupt, so liegen, dass die Schiffe in möglichst ruhigem Wasser ein- und ausfahren können. Namentlich bei Überfallwehren muss deshalb das Oberhaupt mindestens etwa 20 m über die Wehrachse hinaus vorgezogen werden, und es sind in Verlängerung der flusseitigen Schleusenwand noch Leitpfähle zu schlagen (vergl. z. B. Taf. I, Fig. 1). Ist die Schleusenkammer nicht lang genug, um mit dem Unterhaupt in ruhiges Wasser zu gelangen, so muss durch eine Leitmauer die Ausfahrt verlängert werden. Näher kann

hier auf die Erfordernisse der Schiffahrt und des Schleusenbaus nicht eingegangen werden, vielmehr wird lediglich auf die Spezialliteratur verwiesen und insonderheit auf Teil III des Handb. der Ing.-Wschftn. Aufl. 4. Band 8. L. Brennecke. „Die Schiffsschleusen“.

Liegen die Verhältnisse so, dass das ganze Druckgefälle durch den Stau am Wehre gewonnen werden kann und dass infolgedessen in unmittelbarer Nähe des Wehres auch das Krafthaus zu errichten ist, so kommen eine Menge neuer Rücksichten hinzu, welche für die Wahl der Stelle massgebend sein können. Es versteht sich von selbst, dass zunächst ohne zu grosse Kosten der Platz für das Krafthaus sich beschaffen lassen muss. Das Krafthaus muss aber sowohl für den Transport der schweren Maschinen als auch für den ständigen Verkehr der Angestellten und Arbeiter gut zugänglich sein und anderes mehr. Als Beispiel hierfür mag auf die Anlage Chèvres (Tafel XXVII, Fig. 1) verwiesen sein. In ähnlicher Weise liegt auch das Krafthaus der neuen Wasserkraftanlage bei Trezzo an der Adda in der Nähe des Wehres und ebenso wird auch bei der Kraftanlage Laufenburg am Rhein das Krafthaus ganz in der Nähe der Wehrstelle liegen[1]).

Was nun die Anordnung des Wehres an der gewählten Stelle betrifft, so kommen im grossen und ganzen drei Anordnungen in Betracht, nämlich:

1. die zum Stromstrich rechtwinkelige Lage des Wehres,
2. die zum Stromstrich spitzwinkelige Lage des Wehres,
3. eine nach einem Kreisbogen gekrümmte oder eine geradlinig gebrochene Wehrachse.

Wenn man an einer in Aussicht genommenen Flusstelle mit der zum Stromstrich rechtwinkeligen Lage der Wehrachse eine Wehrlänge erzielen kann, welche für den vorgeschriebenen oder als höchst zulässig angenommenen Stau bei H.W. ausreicht, so wird diese Lage in allen denjenigen Fällen den Vorzug verdienen, wo auch bei N.W. die Wassertiefe vor dem Wehre gross genug bleibt, um mit Sicherheit die beabsichtigte sekl. Wassermenge in den Werkkanal einführen zu können.

Es sei in dieser Beziehung auf folgende Beispiele verwiesen:

1. Die Wehranlage Vizzola, Taf. I, Fig. 1.
2. „ „ Kubelwerk, Taf. XX, Fig. 2.
3. „ „ Wangen, Taf. XXII, Fig. 2.
4. „ „ Beznau, Taf. XXV, Fig. 1 u. 2.
5. Die Wehranlage Kanderwerk, Taf. XXVI, Fig. 1.
6. „ „ Chèvres, Taf. XXVII, Fig. 1.
7. „ „ Saint Maurice-Lausanne, Taf. XXIX, Fig. 1.
8. „ „ Hagneck, Taf. XXXII, Fig. 2.

Wenn aber, was oft bei Gebirgsflüssen mit grossem Gefälle zutrifft, der Fluss bei N.W. im Verhältnis zu seiner Sohlenbreite nur wenig Wasser führt und die verfügbare Wassermenge ganz oder zum grössten Teil in den Werkkanal hineingeleitet werden soll und wenn wegen des Baugrundes oder anderer Umstände überhaupt nur ein geringer Stau zulässig ist, so würde die zum Stromstrich rechtwinkelige Lage des Wehres verfehlt sein. Es wird sich unter Umständen mit Rücksicht auf die grosse Wasserentnahme vor dem Wehre nur ein Stau bilden, welcher die Krone nicht erreicht. Das Wasser verteilt sich bei solchen Verhältnissen in der Flussohle oft in einzelne kleine Rinnsale, und man muss diese durch eine geneigte Lage des Wehres nach dem Einlauf hinlenken. Meistens führen solche Flüsse auch grosse Geschiebe- und Sinkstoffmengen, und es ist deshalb für die Freihaltung der Sohle vor dem Wehr von Wichtigkeit, dass bei höheren Wasserständen längs des Wehres ein starker Strom erzeugt wird, welcher bei geöffneten Grundablasschützen die sich vor dem

---

1) Vergl. auch die auf S. 609 unter Nr. 44 und 45 namhaft gemachten Anlagen.

Wehre bildenden Ablagerungen in möglichst grossem Umfange in das Unterwasser hinein spült.

Bei Gebirgsflüssen mit grosser Geschiebeführung wechselt die Lage der Stromrinne nach jedem Hochwasser und es bilden sich vor dem Wehr oft lange Kiesinseln in Richtung der Stromachse, welche mit ihrer Krone bei niedrigen Wasserständen bis über den Wasserspiegel reichen und sich weit flussaufwärts erstrecken können. Das Wasser, welches bei N.W. auf der von dem Einlauf abgekehrten Seite einer solchen Insel nach dem Wehre zu fliesst, kann deshalb leicht die Wehrkrone erreichen und überfliessen, während der Wasserspiegel in der Rinne auf der anderen Seite der Insel erheblich niedriger liegt. Man muss dann wohl in einem solchen Falle die Kiesinsel durchstechen und dem Wasser künstlich eine Rinne nach dem Einlauf zu graben. Solche Arbeiten erhöhen aber in sehr unliebsamer Weise die Betriebskosten. Der gegen die spitzwinkelige Lage der Achse anzuführende Grund, dass der Strom gegen das eine Ufer gerichtet wird und deshalb hier stärkere Uferbefestigungen notwendig werden, entfällt meistens bei Wasserkraftanlagen schon deshalb, weil der Einlauf ohnehin stark zu befestigen ist und weil die Grundablässe, wie später noch ausgeführt werden wird, an der Seite des Einlaufs liegen müssen. Mit Rücksicht aber auf die grosse Wassergeschwindigkeit, welche sich in dem Zuge der Grundablässe ausbildet, müssen hier die Ufer und die Sohle jedenfalls auf eine gewisse Strecke abwärts des Wehres befestigt werden. Es empfiehlt sich deshalb, bei derartigen Verhältnissen die Wehrachse gegen die Flussachse in einen **spitzen** Winkel von 45 bis 30° zu legen.

Bezügliche Beispiele bieten die Anlagen:

1. Funghera, Taf. X, Fig. 1.
2. Ceres Ala, Taf. XI, Fig. 1.
3. Pont St. Martin, Taf. XIII, Fig. 1.
4. Morbegno, Taf. XVI, Fig. 2.
5. Champ (Fure et Morge), Taf. XLII, Fig. 1.
6. Paderno, Taf. LI, Fig. 14.

Wenn man bei solchen Verhältnissen das Wehr rechtwinkelig zum Stromstrich legt, so wird die Wasserentnahme bei N.W. oft sehr erschwert (vergl. Anlage Les Clées, Tafel XIX, Fig. 1 und Seite 403).

Die gekrümmte Wehrachse wird mitunter gewählt, einmal, um auf diese Weise mehr Überfallänge zu erzielen, und dann, um die Standsicherheit des Bauwerkes gegen Kanten und Abscheren, sowie um die Wasserdichtigkeit der Wehrmauer zu vergrössern. Bei gekrümmten Wehren wird der Strom nicht nur nach der Seite des Einlaufs, sondern auch nach dem entgegengesetzten Ufer abgeleitet und verursacht hier stärkere Angriffe. Infolgedessen müssen die Ufer unter Umständen auch an dieser Stelle auf einer grösseren Länge besonders befestigt werden, was gegenüber der spitzwinkeligen Anordnung als Nachteil bezeichnet werden kann. Wenn die Ufer aus festem Felsen bestehen oder wenn ohnehin die Uferpfeiler stark und lang genug sein müssen, um den Angriffen des Wassers widerstehen zu können, wird unzweifelhaft bei höheren Wehren vom Gesichtspunkte der Standsicherheit aus das gekrümmte Wehr vor dem gradlinigen den Vorzug verdienen. In dieser Beziehung kann auf Abschnitt B. „Talsperren" dieses Paragraphen verwiesen werden. Beispiele für gekrümmte Wehrachsen bieten die Anlage Livet (Tafel XLI, Fig 4 und Seite 528) und das Wehr des Lechwerks Gersthofen (Taf. XLV, Fig. 1 u. S. 556).

Ein Beispiel für eine geradlinig gebrochene Wehrachse[2]) bietet die Anlage Bergamasca (Taf. VIII, Fig. 1). Hier wurde die geknickte Anordnung der Wehrachse

[2]) Hingewiesen sei auch auf die S. 609 Nr. 45 namhaft gemachte Anlage.

gewählt, einmal um die Überfallänge zu vergrössern, hauptsächlich indessen in Rücksicht auf die Schnelligkeit und Billigkeit der Ausführung. Es haben sich aber im Betriebe recht erhebliche Nachteile herausgestellt, weil es nur unter Aufwendung von Grabarbeiten gelingt, das Wasser bei N.W. von der linken Flusseite nach dem an der rechten Seite befindlichen Einlauf hinüber zu leiten.

4. Die Stauhöhe. Wenn es sonst die Umstände gestatten, ist es für die Zwecke der Kraftgewinnung an sich am vorteilhaftesten, das Oberwasser so hoch wie möglich zu stauen. Es wurde S. 246 bereits erwähnt, dass bei gutem Baugrunde im allgemeinen das Druckgefälle durch ein Wehr mit kleineren Anlagekosten pro Einheit zu gewinnen ist als durch einen Werkkanal. Die kleinen Anlagekosten des wasserbaulichen Teils der Anlage Chèvres zeigen das deutlich (Tabelle I. S. 242). Meistens sind aber beide, Werkkanal und Wehr, notwendig. Bei der Anlage Hafslund (S. 480) und den Anlagen an den Niagarafällen (S. 542 u. ff.) sind zwar keine künstlichen Wehre geschaffen, aber die Natur hatte in den Wasserfällen bereits mächtige Staustufen gebildet, welche für Triebwerkszwecke ohne weiteres bereit standen. Im übrigen hat von den im Kap. II gegebenen Beispielen nur die Anlage Jonage-Cusset-Lyon kein Wehr im Flusse, sondern das Wasser wird mit Hilfe einer gebaggerten Rinne aus der Rhone in den offenen Kanaleinlauf geführt.

Vom Gesichtspunkte der Baukosten aus betrachtet liesse sich die Grenze für die Stauhöhe bei einer Wasserkraftanlage da finden, wo die Kosten für die Gewinnung eines bestimmten Druckgefälles durch Erhöhung des Staus am Wehre ebenso hoch werden wie diejenigen Kosten, welche zur Gewinnung desselben Mehrgefälles für die Erbauung oder Verlängerung eines Werkkanals aufzuwenden wären.

Wie bereits S. 236/237 erwähnt, wird man meistens für die Festlegung der Querschnitte des Werkkanals und der Druckrohre von einer sekl. Wassermenge ausgehen, welche zwischen der neunmonatlichen und sechsmonatlichen liegt. Bezeichnet man diese sekl. Wassermenge mit Q_s und die für dieselbe erzielbare Stauhöhe mit H_s, so würde die Kraftleistung bei 75 % Wirkungsgrad in den Turbinen $Q_s \cdot H_s \cdot 10$ sein. Da nun aber eine Wasserkraftanlage um so wertvoller wird, je gleichmässiger die Kraftleistung während des ganzen Jahres ist, so wird man für unsere Zwecke grundsätzlich darauf Bedacht zu nehmen haben, dass der Stau bei N.W. (355 tägigem Wasser) am höchsten wird und so hoch, dass sich die Kraftleistung derjenigen von $Q_s \cdot H_s \cdot 10$ möglichst nähert. Praktisch wird sich diese Bedingung allerdings nicht oft erfüllen lassen, weil die Rücksicht auf die Rechte Dritter Grenzen zieht. Aber es ist bei der Projektaufstellung jedenfalls eine Untersuchung zu empfehlen, wie weit diese Bedingung erfüllt werden kann, und hierauf im Erläuterungsbericht hinzuweisen, damit bei der Prüfung des Bauprojektes und der Bestimmung der Stauhöhen von seiten der Behörden die verschiedenen Interessen in richtiger und vollständiger Kenntnis aller technischen und wirtschaftlichen Gründe ausgeglichen werden können. Es sind die Umstände, welche für den Wert einer Wasserkraftanlage massgebend sind, heute noch nicht allgemein geläufig.

Von besonderer Wichtigkeit ist es auch, von vornherein zu untersuchen, ob bei denjenigen Hochwasserständen, welche an mehr als zehn Tagen im Jahre zu erwarten sind, sich durch Stau noch ein Druckgefälle ermöglichen lässt, ausreichend, um bei der als maximal angenommenen sekl. Wassermenge im Werkkanal mindestens eine gleiche

Kraftleistung wie bei 355tägigem Wasser und der zugehörigen Druckhöhe zu erzielen. Ist das nicht der Fall, so muss unter Umständen bei Bestimmung der grösstmöglichen ständigen Energieabgabe, bezw. bei Bestimmung der Reserven in Wärmekraftmaschinen, die Kraftleistung bei Hochwasser, anstatt der Kraftleistung bei 355tägigem Wasser, zugrunde gelegt werden.

Sofern nicht die Rücksicht auf die Kosten, auf die Vorflutverhältnisse, auf oben liegende Triebwerke, auf Schiffahrt, Flösserei und dergl. schon bestimmte Grenzen zieht, hängt die Frage, welche höchste Stauhöhe man noch wählen darf, natürlich auch von der Rücksicht auf die Standsicherheit und Dichtigkeit des Wehres ab. Man ist von diesen Gesichtspunkten aus in bezug auf die Wahl der Stauhöhe technisch nur dann unbegrenzt, wenn das Stauwehr auf völlig undurchlässigem, sehr festem Felsen aufgebaut und seitlich gleichfalls an feste und undurchlässige Felswände angeschlossen werden kann. Ist der felsige Untergrund fest und undurchlässig und so gelagert, dass auf keine Weise Gleitflächen entstehen und der durch das Stauwerk belastete Felsen ins Rutschen kommen kann, so kann man technisch jede beliebige, für die Praxis überhaupt in Frage kommende Stauhöhe noch ausführen.

Stehen in erreichbarer Tiefe unter der Flussohle tragfähige und undurchlässige Bodenarten, wie schwerer blauer Ton oder fester Lehm oder feiner, dichter, lehmiger, undurchlässiger Sand in genügender Mächtigkeit an, so kann man Stauhöhen bis zu 20,0 m wagen, wenn man mittelst Spund- oder Betonwänden mindestens an der Vorderseite des Wehres, besser auch noch am Abfallboden tief genug in die undurchlässige Schicht hineinfundieren und so einen sicheren, dichten Abschluss erzielen kann. Vergl. z. B. das Stauwehr im Drac der Anlage Avignonnet, Taf. XXXVII, Fig. 4 und S. 497 u. ff. Es war aber in diesem Falle ein so hohes Stauwerk auch nur möglich, weil man die Staumauer seitlich an festen Felsen anschliessen konnte. Hätten z. B. die Ufer nicht aus Felsen, sondern aus dichtem und undurchlässigem Lehm oder Ton bestanden, so hätte man die Mauer in den unteren Teilen wohl bis 15,0 m tief in die Ufer einbinden lassen müssen, um bei einem Stau von 20,0 m genügende Sicherheit gegen Hinterspülung zu bekommen. Dadurch würden die Kosten wahrscheinlich so gross geworden sein, dass man wohl eine niedrigere Stauhöhe und einen längeren Werkkanal vorgezogen haben würde.

Gerade bei den Uferanschlüssen ist stets besondere Vorsicht am Platze.

An dem Regulierungswerk der Anlage Jonage-Cusset-Lyon hatte man ursprünglich bei einem maximalen Stau von etwa 8,50 m eine Grundmauer hinter dem Regulierungswerk mittelst Pressluft in den etwa 9,0 m unter Kanalsohle anstehenden undurchlässigen tonigen Lehm heruntergetrieben (Taf. XXXIX, Fig. 2), und es wäre wahrscheinlich die Zerstörung des Regulierungswerkes nicht erfolgt, wenn man von vornherein diese Grundmauer tief genug in die Ufer verlängert und bis zur Oberkante des Dammes hinaufgeführt hätte (S. 513).

Wenn in allen erreichbaren Tiefen der Sohle und der Ufer nur durchlässige Bodenarten anzutreffen sind, muss die Gefahr der Unterspülung des Wehres und der Hinterspülung der Widerlager stets besonders scharf ins Auge gefasst werden und man kann grössere Stauhöhen als 8,0 m kaum wagen.

Leider ist der Druckverlust von Wasseradern in durchlässigen Bodenarten, bei den verschiedenartigen Belastungen, sowie bei den verschiedenen Druckhöhen durch Versuche nur noch sehr wenig aufgeklärt, und man ist daher bei dem Entwurf der Mass-

regeln zur Verhütung von Unterspülungen oder Hinterspülungen ausschliesslich darauf angewiesen, sich nach ausgeführten Beispielen, welche sich als standsicher herausgestellt haben, zu richten. Im Kap. III, § 2, sind im Abschnitt „der Einlauf" (vergl. Inhaltsverzeichnis) einige erfahrungsmässige Angaben gemacht, die auch für Wehrbauten in Ermangelung von besseren Angaben Verwendung finden können. Man muss in solchen Fällen durch die Zahl und die Tiefe der in die Flussohle hinab und in die Ufer hinein zu treibenden dicht schliessenden Wände, sowie durch die in der Flussachse gemessene Breite des Bauwerkes, bezw. durch die Länge der vor und hinter dem Wehre anzulegenden dichten Betonsohlen, die Widerstände im Boden gegen den höchsten Wasserdruck so gross machen, dass das Gleichgewicht hergestellt wird und sich fliessende Wasseradern nicht oder nur in ganz unbedeutender Weise bilden können. Die Tiefe solcher dicht schliessenden Wände unter der Flussohle wird man in der Regel mindestens gleich der höchsten Wasserspiegeldifferenz machen. Die Wirksamkeit solcher lotrechten Wände hängt natürlich von den besonderen Umständen ab, welche bei der Ausführung obwalten. Namentlich bei steinigem Boden ist es kaum möglich eine dichtschliessende Spundwand herunterzubringen. Ebenso ist die dichte Ausführung von Grundmauern in Beton bei grösseren Tiefen als etwa 8,0 m bis 10,0 m unter N.W. in offenen Baugruben kaum möglich, da sich meist die Wasserhaltung zu schwierig gestaltet. Ungleich grössere Tiefen lassen sich bei Ausführung von Grundmauern und überhaupt bei Fundierung von Wehren mittelst Pressluftgründung erreichen. Auch ist die Wahrscheinlichkeit der Erzielung völlig dichter Wände bei dieser Ausführungsart erheblich grösser. Wo Pressluftgründung nicht zur Anwendung kommen soll, wird man sich meistens nicht auf eine schliessende Wand verlassen, sondern mindestens zwei hintereinander anordnen. Bei durchlässigem Boden findet man an ausgeführten Beispielen meistens schon bei Stauhöhen von mehr als 2,5 m drei Reihen Spundwände hintereinander. Bei grösseren Spiegeldifferenzen und wenn der Untergrund stark durchlässig ist, wird die Zahl der hintereinanderliegenden Spundwände noch vermehrt. So sind z. B. bei dem Wehre der Anlage Wangen (Taf. XXII, Fig. 4), wo die Wasserspiegeldifferenz nur 3,80 m beträgt, der Untergrund aber kiesig ist, fünf Reihen Spundwände und zwar zwei eiserne und drei hölzerne hintereinander geschlagen.

Bei dem Wehre der Anlage Lechwerk Gersthofen (Taf. LI, Fig. 3) wurden, trotzdem der Baugrund aus feinem Flinzsand bestand, bei der ursprünglichen Anlage doch schon drei Reihen Spundwände hintereinander angeordnet, zu welchen später noch eine vierte gekommen ist. Die höchste Wasserspiegeldifferenz dürfte etwa bis zu 4,50 m ansteigen können.

Kleinore Durchsickerungen werden sich bei sehr durchlässigem Boden oft überhaupt nicht vermeiden lassen. So wurden z. B. die Durchsickerungen unter dem Tessinwehr des Villoresikanals (S. 626) auf ca. 1 cbm/sek. festgestellt. Solche Durchsickerungen sind für die Standsicherheit ungefährlich, so lange sie mit so kleiner Geschwindigkeit vor sich gehen, dass sie keine Spülwirkung ausüben können.

Wie bereits gesagt, besteht dieselbe Gefahr, wie für das Wehr selbst, auch für seine Uferanschlüsse, und es ist beim Entwurf der Einzelheiten darauf zu achten, dass alle Wasseradern, deren Bildung überhaupt denkbar ist, denselben Reibungswiderstand im Boden finden wie diejenigen am Wehre selbst. Unvorsichtige Ausführungen sind häufig genug die Ursache von Wehrbrüchen gewesen. Als Beispiel sei noch einmal auf das gebrochene alte Brembowehr der Anlage Bergamasca (S. 361) verwiesen.

Weil man zur Zeit rechnerisch den Umfang der baulichen Anlagen, welche zur Verhinderung von Unterspülung und Hinterspülung nötig sind, noch nicht oder doch nur

nach rohen Erfahrungs-Formeln ermitteln kann, so wird man sich meistens der Sicherheit halber veranlasst sehen, mehr zu tun als vielleicht nötig ist. So werden denn bei durchlässigem Boden Wehre mit hohem Stau meistens so teuer, dass man billiger durch Verlängerung des Werkkanals zum Ziele kommt. Man findet infolgedessen in Flüssen mit durchlässiger Sohle und Ufern oft die Wehre so angelegt, dass das Wasser bei N.W. nur soweit gestaut ist, als es für die Zuführung der erforderlichen sekl. Wassermengen in dem Werkkanal unbedingt nötig war.

Beispiele hiefür bilden: Die neuen Wehre der Anlage Bergamasca (Taf. VIII, Fig. 3 und 4 und Taf. IX, Fig. 1); die Wehre der Anlagen Pont Saint Martin (Taf. XIII, Fig. 3), Morbegno (Taf. XVI, Fig. 2 bis 5), Fure et Morge (Taf. XLII, Fig. 1 und 6).

5. Die Berechnung der Stauhöhen und Wehrlängen, der Durchflussprofile und der Stauweiten. A. Die Berechnung der Stauhöhen und Wehrlängen[3]).

Für feste Wehre mit vollkommenem Überfall gelten folgende Formeln. Wenn bedeuten:

Q die Wassermenge in cbm/sek., welche über das Wehr fliessen soll,
b die Länge des Überfalls in m,
h_1 die Höhe des überfallenden Wasserstrahls in m, in einiger Entfernung vor dem Wehre gemessen,
k die der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers entsprechende Druckhöhe in m $\left(k = \frac{v_0^2}{2g}\right)$.
g die Erdbeschleunigung für unsere Breitengrade = 9,81 m, also $\sqrt{2g} = 4{,}429$ m,
μ einen Erfahrungswert,

so ist die überfallende Menge Q ohne Berücksichtigung der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers (Abb. 152):

Abb. 152.

$$Q = {}^2/_3\,\mu\, b \,.\, h_1 \sqrt{2 g h_1} \qquad (1)$$

Unter Berücksichtigung der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers wird

$$Q = {}^2/_3\,\mu\, b \,.\, \sqrt{2g}\left[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right]. \qquad (2)$$

und da man das letzte Glied der eckigen Klammer meistens vernachlässigen kann, vereinfacht sich die Formel zu

$$Q = {}^2/_3\,\mu\, b \sqrt{2g}\,(h_1 + k)^{3/2}. \qquad (3)$$

Ist Q_a die sekl. Wassermenge des Flusses bei einem bestimmten Wasserstande, Q_K diejenige Wassermenge, welche in den Werkkanal eingeführt werden soll, so ist $Q = Q_a - Q_K$.

Sind Q und b gegeben, so berechnet sich aus (2):

$$h_1 = \left[\frac{Q}{{}^2/_3\,\mu\, b \sqrt{2g}} + k^{3/2}\right]^{2/3} - k, \qquad (4)$$

oder unter Vernachlässigung des letzten Gliedes $h_1 = \left[\frac{Q}{{}^2/_3\,\mu\, b \sqrt{2g}} + k^{3/2}\right]^{2/3}$ (5)

und wenn man die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers ganz vernachlässigt:

$$h_1 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{({}^2/_3\,\mu\, b)^2 \,.\, 19{,}62}}. \qquad (5\,a)$$

[3]) Vergl. auch Kap. III, § 2 Werkkanäle, Abschnitt „Überläufe".

Sind Q und h_1 gegeben und b gesucht, so wird:

$$b = \frac{Q}{{}^2/_3\,\mu\sqrt{2\,g}\,.\,[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}]}. \tag{6}$$

In der Regel wird die gesamte Stauhöhe $h = a + h_1$ gegeben sein, und es berechnet sich danach die Höhe des Wehrrückens über dem ungestauten Wasserspiegel nach

$$a = h - h_1 = h - \left[\frac{Q}{{}^2/_3\,\mu b\sqrt{2\,g}} + k^{3/2}\right]^{2/3} - k \tag{7}$$

oder bei Vernachlässigung der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers zu:

$$a = h - \sqrt[3]{\frac{Q^2}{({}^2/_3\,\mu b)^2\,.\,19{,}62}}. \tag{7a}$$

Handelt es sich um ein zur Stromrichtung unter dem Winkel α (Abb. 153) liegendes Wehr, so ist die Geschwindigkeit, welche für die Berechnung der Grösse k in Rechnung zu stellen ist:

$$u = v_0\,.\,\sin\alpha = \frac{Q_a}{F}\,.\,\sin\alpha.$$

Ist die flusswärts gerichtete Begrenzungsfläche des Wehrkörpers eine lotrechte Wand, sodass die einzelnen, tiefer gelegenen Wasserfäden ihre Richtung um fast 90° ändern müssen, ehe sie über das Wehr fallen können, lässt man meistens bei Berechnung von b, h_1, h, a oder Q die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers ausser Betracht.

J. B. Francis (S. 7, Fussnote 9) hat durch seine Versuche in Lowell (1855—68) festgestellt, dass die Gestaltung der flusswärtsgerichteten Fläche eines Wehrkörpers die überfallende Wassermenge beeinflusst, so lange die Sohle des Kanals oder Flusses vor dem Wehre nicht tiefer unter der Krone des Überfalles liegt als um das Dreifache der Höhe des überfallenden Wasserstrahls; ebenso, dass die Gestalt der Wände des Kanals oder Flusses aufwärts vom Wehre nur soweit noch einen nennenswerten Einfluss auf die überfallende Wassermenge hat, als diese Wände nicht um mehr als das Doppelte der Höhe des überfallenden Wasserstrahls von den Rändern des Überfalls zurücktreten. Man kann also die stromaufwärts gerichtete Fläche eines festen Überfallwehres, ohne die Leistungsfähigkeit des Wehres zu beeinträchtigen, von der Stelle an nach unten lotrecht machen, welche um das Dreifache der Höhe des überfallenden Wasserstrahls unter der Wehrkrone liegt, und man braucht die Seitenwände des Flusses nur bis zu einer Entfernung von dem Doppelten der Überfallhöhe allmählich bis zu den Rändern des Überfalls überzuführen, kann sie von da ab aber, ohne Beeinträchtigung der Leistungsfähigkeit des Überfalls, in einem schroffen Absatz zurücktreten lassen.

Abb. 153.

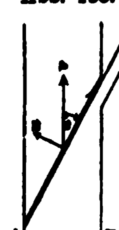


Abb. 154.

Meistens wird für die Berechnung von Q die Formel 1 angewendet werden können, woraus sich dann die vereinfachten Formeln (5a) für h_1 und (7a) für a ergeben und diejenige für b sich von selber ergibt.

Solange $h > h_1$, also $Q < {}^2/_3\,\mu b h\sqrt{2\,g\,h}$ ist, ergibt sich ein Überfallwehr; wird $h = h_1$, also $h - h_1 = 0$ und $Q = {}^2/_3\,\mu\,.\,b\,.\,h\,.\sqrt{2gh}$, so liegt die Wehrkrone in der Höhe des ungestauten Wasserspiegels. Wird $Q > {}^2/_3\,\mu\,.\,b\,.\,h\,.\sqrt{2gh}$, so handelt es sich um ein Grundwehr, also um ein Wehr mit unvollkommenem Überfall (Abb. 154). Man betrachtet in der Regel den oberen Teil AC als Überfall, den unteren Teil AG als Ausflussöffnung und legt für beide Teile besondere Beiwerte μ_1 und μ_2 zugrunde. Für Berechnung von Q und a gelten die Formeln:

$$Q = {}^2/_3 \mu_1 b \sqrt{2g} [(h + k)^{3/2} - k^{3/2})] + \mu_2 b a \sqrt{2g(h + k)} \tag{8}$$

oder

$$Q = b \sqrt{2g(h + k)} \cdot \left[{}^2/_3 \mu_1 h + {}^2/_3 \mu_1 k \left(1 - \sqrt{\frac{k}{h + k}}\right) + \mu_2 \cdot a\right], \tag{8a}$$

wofür man unter Vernachlässigung des zweiten Gliedes in der eckigen Klammer auch schreiben kann:

$$Q = b \sqrt{2g(h + k)} [{}^2/_3 \mu_1 \cdot h + \mu_2 \cdot a] \tag{9}$$

$$\text{und für } k = 0,\ Q = b \sqrt{2gh} [{}^2/_3 \mu_1 h + \mu_2 \cdot a]. \tag{9a}$$

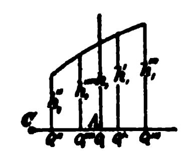
Die Tiefe der Wehrkrone unter dem ungestauten Wasserspiegel ergibt sich aus (9) zu:

$$a = \frac{Q}{\mu_2 b \sqrt{2g(h + k)}} - {}^2/_3 \frac{\mu_1}{\mu_2} \cdot h. \tag{10}$$

Zur Berechnung der Grösse a aus Formel 10 müssen Q, b, h bekannt sein. Ferner muss der Querschnitt des gestauten Profils bekannt sein, um daraus $v_0 = \frac{Q_a}{F}$ und $k = \frac{v_0^2}{2g}$ berechnen zu können. Hierin bedeutet Q_a die an das Wehr herankommende Wassermenge, welche grösser sein kann als diejenige, welche über das Grundwehr stürzen soll. Soll h (Abb. 154) erst gefunden werden, so wird man in der Formel 9 bezw. 9a für a eine Annahme machen müssen.

Beim Aufsuchen von h (Abb. 154) und h_1 (Abb. 152) aus den Formeln 4, 5 und 9 ergibt sich für die Ermittelung der Grösse k insofern eine Schwierigkeit, als der benetzte Querschnitt F von der Stauhöhe bezw. der Überfallhöhe, welche erst gefunden werden soll, abhängig ist. Eine direkte Bestimmung von h (Abb. 154) und h_1 (Abb. 152) ist deshalb nur dann möglich, wenn die Regelmässigkeit des Flussprofils gestattet, F als Funktion von h resp. h_1 darzustellen. Da aber meistens das Flussprofil von unregelmässiger und an den verschiedenen Stellen wechselnder Gestalt ist, so kann man zur Ermittelung von h oder h_1 am zweckmässigsten ein Annäherungsverfahren verwenden. Man setzt zunächst $k = 0$ und findet damit aus der Gleichung 5a einen Wert für h_1 oder aus der Gleichung 9a einen Wert für h, welcher zu gross ist. Es sei derselbe h_1'. Hierauf wird mit Hilfe von h_1 ein Wert für k ermittelt, dann h_1' und der gefundene Wert von k in die Gleichung 3 oder 9 eingesetzt und die Grösse $Q_{(h_1')}$ berechnet, welche zu gross ausfallen muss. In gleicher Weise wird mit einem zweiten, womöglich zu kleinen Wert von h resp. $h_1 = (h_1'')$ und nachher ebenso mit mehreren Zwischenwerten verfahren, sodass man

Abb. 155.



für h_1' die Wassermenge $Q_{(h_1')}$,
„ h_1'' „ „ $Q_{(h_1'')}$,
„ h_1''' „ „ $Q_{(h_1''')}$

und so fort erhält. Auf zeichnerischem Wege kann hieraus mit genügender Genauigkeit die Höhe h_1 resp. h, welche der wirklichen Wassermenge Q entspricht, bestimmt werden. Zu diesem Zwecke trägt man (Abb. 155) die Wassermengen $Q_{(h_1')}$, $Q_{(h_1'')}$, $Q_{(h_1''')}$ und so fort in einem beliebigen Längenmasstab auf einer Geraden ab und errichtet auf den Endpunkten in geeignetem Masstabe die Lote h_1', h_1'', h_1''' und so fort. Zeichnet man dann die durch die Endpunkte der Lote bestimmte Kurve, trägt von C

aus die wirkliche Wassermenge Q ab, deren Endpunkt bei A liegen möge, und errichtet bei A ein Lot, so ergibt die Länge dieses Lotes die gesuchte Grösse h_1 bezw. h[4]).

Was nun die Zahlenwerte für die Erfahrungsgrössen μ, μ_1 und μ_2 betrifft, so weichen die Angaben der verschiedenen Autoren nicht unerheblich voneinander ab.

G. Tolkmitt gibt im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Band III, erste Abteilung 1892, S. 222 u. f. die nachstehenden Werte an:

a) für vollkommene Überfälle:

1. $\mu = 0,83$ oder $^2/_3\,\mu = 0,55$, wenn die Krone des Überfallwehres gut abgerundet und die seitliche Einschnürung durch Leitwände aufgehoben ist.
2. $\mu = 0,675$ oder $^2/_3\,\mu = 0,45$, wenn das Wehr eine lotrechte Vorderfläche und eine ebene Krone mit scharfer Abflusskante hat.
3. $\mu = 0,60$ oder $^2/_3\,\mu = 0,40$, wenn das Wehr von geringer Breite und ohne Leitwände ist.

b) für unvollkommene Überfälle:

4. $\mu_1 = 0,80$ bis 0,85, im Mittel etwa $= 0,83$, also $^2/_3\,\mu_1 = 0,55$, μ_2 etwa $= 0,67$, wenn das Durchflussprofil in ganzer Flussbreite über der Wehrkrone frei und letztere nach Art der Überfallwehre gut abgerundet ist.
5. $\mu_1 = 0,83$, also $^2/_3\,\mu_1 = 0,55$, $\mu_2 = 0,62$, wenn das Durchflussprofil über der Wehrkrone wie vor frei, letztere aber nach Abb. 154 scharfkantig geformt ist, also z. B., wenn das Grundwehr den Unterbau eines beweglichen Wehres bildet und die beweglichen Teile ganz aus dem Wasser entfernt worden sind.
6. $\mu_1 = \mu_2 = 0,60$ bis 0,65, wenn das Grundwehr als Unterbau eines beweglichen Wehres mit Griesständern und Setzpfosten dient.
7. $\mu_1 = \mu_2 = 0,75$ bis 0,85, wenn das Grundwehr ein Grundablass oder ein Schiffsdurchlass mit freier Durchflussöffnung bis zur Sohle des Wasserlaufes wird und mit glatten Wänden versehen ist.

Wie bereits gesagt, sind die Höhen h_1 (Abb. 152) und h (Abb. 154) immer in einiger Entfernung von dem Überfall gemessen gedacht, da sich nach der Krone des Überfalls zu der Wasserspiegel scharf absenkt. Frese hat gefunden, dass der Höchstbetrag dieser Absenkung etwa 0,15 h_1 ist, welcher aber erst bei einer gewissen Breite des Überfalls erreicht wird. Es soll nach demselben Autor bei kleinerer Breite die Absenkung geringer als 0,15 h_1 sein, bei grösserer Breite aber jenen Wert beibehalten[5]).

Da es wohl erwünscht wäre, durch weitere genaue Messungen noch sicherere Werte für die Beiwerte μ; μ_1; μ_2 sowohl als auch für die oben erwähnte Absenkung zu erhalten, mögen hier als Anregung zu weiterer Arbeit auf

---

[4]) Vergl. K. Pestalozzi, Stauwerke. Handb. der Ing.-Wissenschaften. III. Bd. Der Wasserbau. 1879. Seite 345.

[5]) Handb. der Ing.-Wissensch. Bd. III. Der Wasserbau. 1. Abt. G. Tolkmitt. Stauwerke. 1892. S. 221.

dem Gebiete die Ergebnisse grösserer Versuche an zwei zu der Vizzola-Anlage gehörigen Überfallwehren im Tessin aus dem Jahre 1885 mitgeteilt werden[6]):

Die Konzession für den Villoresi-Kanal (Kap. II, § 1, Die Anlage Vizzola S. 341) war von der Regierung unter der Bedingung gegeben, dass von dem am Wehr entnommenen Wasser stets eine bestimmte sekl. Wassermenge bald unterhalb des Wehres in den Fluss zurückgegeben werden sollte.

Es wurde ein 289,44 m langes festes Wehr mit einer Kronenhöhe von ca. 4,0 m über der Flusssohle des Unterwassers errichtet und dadurch der Tessin gestaut (Taf. I, Fig. 1). Auf der linken Seite schliesst sich ein Kanaleinlauf von 30 Öffnungen an, ausreichend um 192 cbm/sek. bei normalem Wasserstande hindurchzulassen. Auf diesen Einlauf folgt ein 600,0 m langes Kanalbecken von 52,0 m Breite, welches ganz mit Beton ausgekleidet ist. Am unteren Ende erweitert sich dieses Becken und es liegt auf dem linken Ufer der Einlauf zum Villoresikanal und der Einlauf für einen Privatkanal des Duca Visconti Modrone. Erst später in den Jahren 1898—1900 wurde für den Werkkanal der Vizzola-Anlage neben dem Einlauf für den Villoresikanal ein zweiter getrennter Einlauf errichtet.

Das erwähnte Becken wird an seinem unteren Ende nach dem Tessin zu durch ein Überlaufwehr (auf Taf. I, Fig. 1 mit „Sfioratore“ bezeichnet) begrenzt, welches zur Messung der in den Tessin zurückzuleitenden Wassermengen bestimmt war.

Abb. 156. Messwehr für die Anlage des Villoresikanals am Tessin.

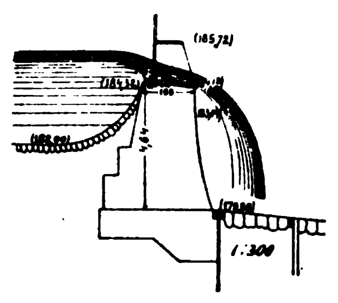
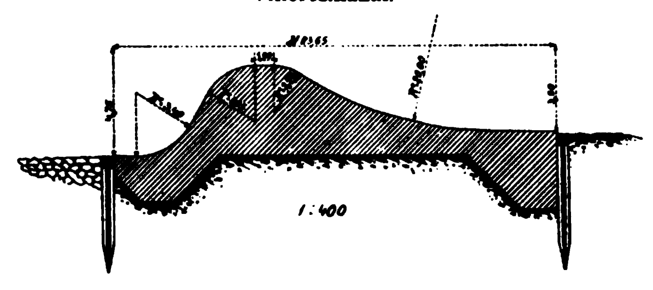


Abb. 156 gibt einen Querschnitt dieses Mess-Wehres. Dasselbe ist durch 35 eiserne Gitterstützen von 0,08 m vorderer Breite in 36 Öffnungen geteilt. Die lichte Weite zwischen zwei Stützen beträgt 2,025 m und die gesamte lichte Weite des Überfalls 72,90 m. Die Gitterböcke tragen eine kleine Brücke und diese dient den Nadeln, mit welchen die Breite des wirksamen Überfalls reguliert werden kann, als obere Stütze. Für den unteren Anschlag der Nadeln ist eine Schwelle von 0,12 m Höhe angebracht, hinter welcher die Überfallkrone noch 1,45 m lang und im Verhältnis 1 : 7 geneigt ist.

Das grosse Wehr im Tessin, dessen Querschnitt in Abb. 157 dargestellt ist, bildet in der Krone eine horizontale Ebene von 1,0 m Breite mit gut abgerundeten Kanten und sanft geneigter Vorderfläche.

Abb. 157. Querschnitt des grossen Tessin-Wehres für den Villoresikanal.



Um die Wassermenge, welche in den Villoresikanal eintritt, genau festzustellen, wurde durch eine Reihe direkter Messungen der Durchflussbeiwert für die Schützenöffnungen im Mittel zu 0,73 (vergl. Wertangabe für μ ad b. 7. S. 624 u. 630) ermittelt, sodass aus der Feststellung der Wasserspiegeldifferenz vor und hinter den Schützen die in den Villoresikanal eintretende sekl. Wassermenge (B) mit erreichbarer Genauigkeit festgestellt werden konnte. Ferner wurde die sekl. Wassermenge (A), welche durch das vor dem Einlauf in den Villoresikanal und vor dem Messüberfall liegende Kanalbecken floss, durch direkte Flügelmessungen genau ermittelt. Aus der Differenz A—B ergab sich die Wassermenge, welche über den Überfall geflossen sein musste:

I. Bei den Versuchen vom 3. und 4. Januar 1885

wurde die sekl. Wassermenge im Kanalbecken festgestellt zu	65,754 cbm/sek.
In den Villoresikanal flossen	7,518 „
sodass über den Messüberfall geflossen sein müssen	58,236 „
Die Ordinate des Wasserspiegels vor dem Überfall wurde gemessen zu	+ 184,978 m.
Die Oberkante der Schwelle des Überfalls liegt auf	+ 184,440 m,
worauf sich die Höhe des überfallenden Wasserstrahls ergibt zu	0,538 m.

[6]) Cesare Cipolletti, Experimenti et formule per grandi stramazzi a soglia inclinata od orrizzontale. S. 66 u. ff. Mailand 1886 bei Ulrico Hoepli.

Aus der Formel $Q = \mu \cdot {}^2/_3\, b \cdot h_1 \cdot \sqrt{2\, g\, h_1}$ ergibt sich nach Einsetzung der obigen Werte: μ zu 0,685.

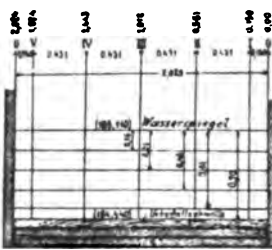
II. Beim Versuch am 9. März 1885 wurden gemessen:

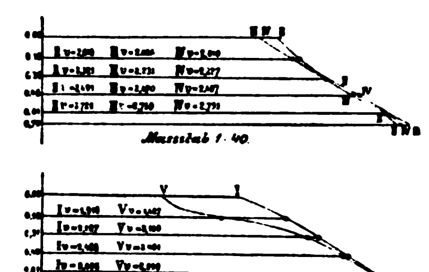
Die durch das Kanalbecken fliessende Wassermenge zu	128,803 cbm/sek.
Die in den Villoresikanal abgeleitete Wassermenge zu	4,389 „
Daraus ergab sich die über den Überfall geflossene Wassermenge zu	124,414 „
Die Ordinate des Wasserspiegels vor dem Überfall betrug	+ 185,335
Die Ordinate der Sohle des Überfalls	+ 184,440
Die Höhe des überfallenden Wasserstrahls also	0,895 m.

Aus diesen Zahlen ergab sich ein Wert für $\mu = 0,683$ und als Mittel aus beiden Versuchen $\mu = \frac{0,685 + 0,683}{2} = 0,684$.

Es wurde ferner am 27. Juni 1885 eine Kontrollmessung mit Woltmanschem Flügel direkt am Überfall gemacht. Die oben beschriebene Brücke gestattete die Messung an allen Stellen, es wurden aber nur Messungen in 2 von den 36 Öffnungen vorgenommen, da alle ganz gleich sind, und man deshalb schliessen durfte, dass bei gleichen Verhältnissen die Geschwindigkeit in allen Öffnungen auch die gleiche sein müsse. In jeder Öffnung wurde in 5 Lotrechten (Abb. 158) gemessen.

Abb. 158. Schaubilder der Messung am 27. Juni 1885.





Aus den Messungen ergab sich die Wassermenge in einer Öffnung zu 3,103 cbm/sek., in der anderen zu 3,194 cbm/sek., also im Mittel zu 3,148 cbm/sek. Multipliziert man diese Zahl mit der Zahl der Öffnungen (36), so ergibt sich eine Wassermenge von 113,328 cbm/sek. Am Messungstage war die Ordinate des Wasserspiegels vor der Absenkung am Wehr + 185,275, die Höhe des überfallenden Wasserstrahls demnach 0,835 m. Hieraus berechnet sich ein Wert von

$$\mu = 0,692,$$

welcher nur um 0,008 von dem oben erwähnten Mittelwert der beiden ersten Versuche abweicht.

Es würde sich also $^2/_3\,\mu$ zu 0,456 bis 0,461 ergeben.

Bei den Messungen an dem grossen Wehr im Tessin ging man ebenfalls auf zweierlei Weise vor. An zwei Tagen und zwar am 27. und 28. März 1885, an welchen ganz gleiche Wasserstände im Tessin herrschten, also auch die gleichen sekl. Wassermengen abgeflossen sein müssen, liess man das eine Mal (am 27. März) die ganze Wassermenge über das Wehr fliessen, das zweite Mal einen Teil über das Wehr und einen Teil durch das Kanalbecken und über den Messüberfall. Man hatte ausserdem vor der eigentlichen Messung zeitweise einmal das ganze Wasser durch das Kanalbecken und den Messüberfall und das andere Mal über das Wehr laufen lassen und dabei festgestellt:

a) Dass im ersten Falle in dem Tessin unterhalb des Wehres aber vor dem Messüberfall noch 4,50 cbm/sek. flossen, von denen 1 cbm aus der Undichtigkeit des Untergrundes am Wehr und 3,50 cbm aus Verlusten herrührten, welche an den zur Entleerung des Kanalbeckens zum Tessin bestimmten Grundschützen entstanden.

b) Dass, als alles Wasser über das Wehr fliessen sollte, durch die undichten Stellen der Einlassschützen zum Kanalbecken dennoch im ganzen 2,09 cbm/sek. flossen.

Am 27. März war der Wasserspiegel vor dem Wehre im Beharrungszustande auf der Ordinate + 186,180 gefunden.

Zieht man davon die Ordinate der Wehrkrone + 185,722 ab, so ergibt sich für den Versuch am 27. März eine Höhe des überfallenden Wasserstrahls von 0,458 m.

Am 28. März liess man einen Teil des Wassers über das Wehr und einen Teil durch das Kanalbecken fliessen und beobachtete die Verhältnisse am Messüberfall, nachdem eine Stunde lang die Wasserspiegeldifferenz am Einlauf zum Kanalbecken als gleichbleibend festgestellt war. Es wurde

die Höhe des überfallenden Wasserstrahls am Messüberfall zu 0,77 m festgestellt und daraus mit Hilfe der früher ermittelten und oben genannten Durchflusswerte die über den Mess-Überfall fliessende Wassermenge zu 99,517 cbm/sek. ermittelt. Die direkte Messung am Wehre ergab am 28. März eine Höhe des überfallenden Wasserstrahls von 0,218 m.

Da die sekl. Wassermengen im Tessin an beiden Tagen als gleich angenommen werden durften, so musste folgende Gleichung gegolten haben:

$$\mu \,.\, 289{,}44 \,.\, 0{,}458 \,.\, {}^2/_3 \,.\, \sqrt{2g \,.\, 0{,}458} + 2{,}09 = \mu \,.\, 289{,}44 \,.\, 0{,}218 \,.\, {}^2/_3 \,.\, \sqrt{2g \,.\, 0{,}218} + 99{,}517 + 3{,}50$$

$$\mu \,.\, 854{,}\ 585\, (0{,}458^{3/2} - 0{,}218^{3/2}) = 99{,}517 + 3{,}50 - 2{,}09 \text{ oder } \mu = \frac{100{,}927}{178{,}598}$$

woraus sich μ zu 0,565 ergab.

Man nahm an, dass an beiden Tagen der Verlust durch Undichtigkeiten am Wehrkörper selbst der gleiche gewesen sei und konnte deshalb unterlassen, die festgestellte Zahl von 1 cbm/sek. auf beiden Seiten der Gleichung hinzuzufügen.

Diese beiden Messungen sind durch Kontrollmessungen mit Hilfe des Woltmanschen Flügels nachgeprüft. Um diese Messungen vornehmen zu können, hatte man 130,0 m oberhalb des Wehres drei Ankerbojen festgemacht und durch die Ösen dieser Bojen ein Seil gezogen, an welchem eine grosse, schwere Barke befestigt war. Mit Hilfe einer Winde auf der Barke, über welche das Seil lief, konnte man zu jeder Stelle des Wehres gelangen. Die Barke lag oberhalb der Absenkung des Wasserspiegels am Wehre, war aber mit einer so langen Auslegerbrücke versehen, dass der beobachtende Ingenieur bis über die Krone des Wehres kommen konnte. Ein anderer Ingenieur stellte vom Ufer aus die Ordinaten der Wasserspiegel und ebenso die Eintauchtiefen des Woltmanschen Flügels fest.

a) Messung am 11. Juni 1885. Die Geschwindigkeiten wurden in neun Lotrechten gemessen. Es wurden festgestellt:

Die Ordinate des Wasserspiegels vor der Absenkung am Wehre zu + 186,85, woraus sich eine Höhe des überfallenden Wasserstrahls von 0,928 m ergab.

Dagegen wurde die mittlere Wassertiefe über der Krone selbst zu 0,740 m, die Absenkung also zu 0,188 m ermittelt. Die mittlere Geschwindigkeit wurde gemessen zu 1,972 m/sek. Hieraus ergab sich eine Wassermenge von 442,542 cbm/sek.

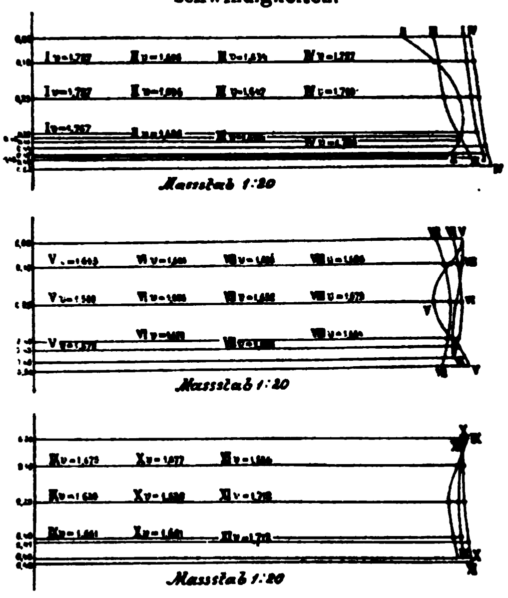
Es musste also bei Vernachlässigung der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers die Gleichung gelten:

$$422{,}542 = {}^2/_3\, \mu \,.\, 289{,}44 \,.\, 0{,}928 \sqrt{2g \,.\, 0{,}928}$$

woraus sich μ zu 0,553 ergab.

b) Die Messung am 26. Juni 1885. Die Geschwindigkeiten wurden in elf Lotrechten gemessen. Aus der gemessenen Höhe des Wasserspiegels vor der Absenkung am Wehr ergab sich eine Höhe des überfallenden Wasserstrahls von 0,628 m. Dagegen wurde die mittlere Wassertiefe über der Wehrkrone zu 0,494 m, die Absenkung also zu 0,134 m festgestellt. Die mittlere Geschwindigkeit betrug 1,667 m und die Wassermenge 239,771 cbm sek. Hieraus ergab sich ein $\mu = 0{,}563$. Der mittlere Wert von μ aus allen vier Messungen beträgt daher $\frac{0{,}565 + 0{,}553 + 0{,}563}{3} = 0{,}560$.

Abb. 159. Schaubilder der am 26. Juni 1885 am Tessinwehr des Villoresikanals gemessenen Geschwindigkeiten.



Aus diesen Versuchen dürften sich etwa folgende Schlussfolgerungen ziehen lassen:

1. Die Absenkung des Wasserpiegels am Wehre betrug in einem Falle 0,928 — 0,740 = 0,188, im zweiten Falle 0,628 — 0,494 = 0,134, d. h. die Absenkung hat nicht wie nach Frese 0,15 h_1 sondern etwa 0,20 bis 0,21 h_1 betragen. Dieses Ver-

hältnis ist trotz der erheblichen Verschiedenheit der Höhe des überfallenden Wasserstrahls angenähert dasselbe geblieben.

2. Bei dem Messüberfall haben sich die Geschwindigkeiten entsprechend der Zunahme der Druckhöhe nach unten ziemlich genau den theoretischen Werten entsprechend vergrössert, während sich bei dem grossen Wehre hiervon abweichende Werte ergaben. Am Messüberfall fand Einschnürung an den seitlichen Rändern statt, dagegen trotz der scharfen Überfallkante wahrscheinlich nur unvollkommene Einschnürung an der Schwelle, da die Vorderfläche des Wehres eine gute Leitkurve zeigt. In ähnlichen Fällen würde also μ zu etwa 0,68 bis 0,70 angenommen werden dürfen, ein Wert, welcher mit dem Tolkmittschen ad 2 S. 624 leidlich übereinstimmt.

3. Sehr zu beachten ist die Kleinheit des Wertes von μ, welcher sich bei den Messungen am grossen Wehre ergeben hat. Als einzige Erklärung dürfte die Breite der wagerechten Wehrkrone in Betracht kommen, welche verzögernd auf die Wasserfäden eingewirkt hat.

Bei der Messung am 11. Juni betrug die Absenkung am Wehr 0,188. Dieser Druckhöhe (h) entspricht nach der Formel $v = \sqrt{2gh}$ eine Geschwindigkeit von 1,92 m/sek., welche nur rd. 5,2 cm/sek. kleiner ist als die an diesem Tage gemessene mittlere Geschwindigkeit.

Die Absenkung des Wasserspiegels am 26. Juni betrug 0,134, und es entspricht dieser Druckhöhe eine theoretische Geschwindigkeit von 1,62 m, welche ebenfalls nur um 5,3 cm/sek. kleiner ist als die gemessene Durchschnittsgeschwindigkeit von 1,667. Aus den festgestellten Profilen des Tessins und den gegebenen Wassermengen hat sich für den 11. Juni eine Geschwindigkeit des ankommenden Wassers von 0,37 m/sek. und für den 26. Juni eine solche von 0.23 m/sek. ermitteln lassen. Diese Geschwindigkeiten entsprechen erzeugenden Druckhöhen $k = \frac{v_0^2}{2g}$ von 0,007 und 0,003 m. Fügt man diese Zahlen den festgestellten Absenkungen zu, so ergeben sich die Gesamtabsenkungen zu 0,195 und 0,137, denen theoretische Geschwindigkeiten von 1,956 m/sek. und 1,640 m/sek. entsprechen. Diese sind aber fast gleichwertig mit den durch die Messung festgestellten mittleren Geschwindigkeiten.

Daraus folgt, dass auf Wehren mit breiter wagerechter Krone die Wassergeschwindigkeiten kleiner sind als auf Wehren mit abgerundeten und schmalen Kronen und dass man im ersteren Falle keinesfalls μ nach den Tolkmittschen Angaben ad a) 1 S. 624 mit 0,83 wählen dürfte, denn man würde dabei eine fast um $^1/_3$ zu kleine Wehrbreite erhalten[7]). Also zeigen die Versuche, dass es im allgemeinen verfehlt ist, die Wehrkrone breit und wagerecht zu machen, es sei denn, dass man kleinere Geschwindigkeiten auf der Wehrkrone aus besonderen Gründen wünscht. Überhaupt mahnen diese Versuche zur Vorsicht bei der Wahl der Zahlen für den Beiwert μ und es dürfte sich empfehlen, einen grösseren Wert als etwa 0,75 bei Wehren mit vollkommenem Überfall nicht anzuwenden, wenn man sicher sein will, dass eine gewisse Stauhöhe bei einer bestimmten Wehrbreite und Wassermenge nicht überschritten wird.

Wie im Kap. III, § 2, Werkkanäle, Abschnitt Überfälle, noch näher erläutert werden wird, findet andererseits vollkommene Einschnürung nicht mehr statt, wenn die Breite des Rahmens an den Wänden und der Krone des Überfalls grösser ist als $^1/_4\, h_1$.

---

7) Bubendey gibt in der von ihm bearbeiteten 2. Auflage der Tolkmittschen „Grundlagen der Wasserbaukunst“, Berlin 1907 an für μ bei Wehren mit wagerechter breiter Krone und scharfen Kanten 0,54 und bei Wehren mit wagerechter breiter Krone und abgerundeten Kanten 0,60, ein Wert, welcher nach obigen Versuchen also auch noch etwas zu hoch erscheint.

Man muss deshalb, wenn man einen möglichst leistungsfähigen Überfall machen will, die Kronenbreite grösser als $^1/_4\ h_1$, etwa $= {}^1/_2\ h_1$, aber nicht breiter anlegen. Muss das Mauerwerk des Wehres aus Gründen der Stabilität oder aus anderen Gründen an der Krone breiter werden als $^1/_2\ h_1$, so empfiehlt es sich, den eigentlichen Rahmen des Überfalls dennoch nicht breiter zu machen als $^1/_2\ h_1$ und die Flächen vor und hinter dem Rahmen in einer Neigung von etwa 1 : 7 oder mehr abfallen zu lassen und die Ecken gut abzurunden.

B. Die Berechnung der Durchflussprofile bei Schützenwehren. In der Regel werden die Schützenwehre nicht überströmt. Ist das der Fall, so lassen sich die überströmenden Wassermengen nach den oben gegebenen Formeln mit $\mu = 0{,}60$ (vergl. ad 3 S. 624) berechnen.

Für die Berechnung der Durchflussmenge durch die Öffnung einer Schütze mögen folgende Formeln hier angegeben werden. Wenn b die Breite der Schützenöffnung ist und man im übrigen die Bezeichnungen der Abb. 160 beachtet, so ist die Wassermenge, welche durch den oberen Teil der Öffnung fliesst: $Q_2 = {}^2/_3\ \mu\ b\ (h\sqrt{2gh} - h_2\sqrt{2\,g\,h_2})$

$$\text{oder } Q_2 = {}^2/_3\ \mu \,.\, b \,.\, \sqrt{2g}\ (h^{3/2} - h_2^{\ 3/2}) \qquad (11)$$

und die Wassermenge, welche durch den unteren Teil fliesst

$$Q_1 = \mu \,.\, b\ (h_1 - h) \,.\, \sqrt{2\,g\,h} \qquad (12)$$

Abb. 160. Abb. 161. Abb. 162.

Die Gesamtausflussmenge Q ist daher $= \mu\, b\, \sqrt{2g} \,.\, [(h_1 - h)\sqrt{h} + {}^2/_3\,(h^{3/2} - h_2^{\ 3/2})]$. (13)

Die Formel 11 gilt auch für den Fall, dass das Wasser aus einer Schütze frei austritt, h also $\geqq h_1$ wird, ein Fall, der z. B. bei Spülschützen häufig vorkommt. Für $h \geqq h_1$ nach Abb. 160 fällt das erste Glied in der eckigen Klammer der Formel 13 aus und es wird

$$Q = {}^2/_3\ \mu\, b\, \sqrt{2g}\ [h_1^{\ 3/2} - h_2^{\ 3/2}]. \qquad (13\,a)$$

In der Formel 13a bedeutet h_1 die Druckhöhe an dem unteren und h_2 diejenige an dem oberen Rande der Öffnung. Setzt man $H = \frac{h_1 + h_2}{2}$ und $h_1 - h_2 = a$, so ist $h_1^{\ 3/2} - h_2^{\ 3/2} = \left(H + \frac{a}{2}\right)^{3/2} - \left(H - \frac{a}{2}\right)^{3/2}$ und durch Reihenentwickelung

$$h_1^{\ 3/2} - h_2^{\ 3/2} = {}^3/_2\, a\sqrt{H} \,.\, \left[1 - \frac{1}{96}\left(\frac{a}{H}\right)^2 - \frac{1}{2048}\left(\frac{a}{H}\right)^4 - \ldots\right].$$

Solange $\frac{a}{H}$ ein echter Bruch ist, kann die eckige Klammer angenähert $= 1$ gesetzt werden, da der Fehler, welcher durch Vernachlässigung der folgenden Glieder entsteht, weniger als $^1/_{100}$ beträgt. Dann geht die Formel 13a über in $Q = \mu\, b\, a\sqrt{2gH}$. H ist in dieser Formel also die Tiefe der Mittellinie der Ausflussöffnung unter dem Ober-

wasserspiegel und die vereinfachte Formel kann in allen Fällen angewendet werden, wo $h_2 \gtreqless \frac{a}{2}$ ist, d. h. wenn der Wasserspiegel mindestens um die halbe Höhe der Ausflussöffnung über dem oberen Rande derselben liegt.

Die Formel 12 nimmt für den Fall, dass der untere Wasserspiegel höher liegt, als die Oberkante der Schützenöffnung die Form an (Abb. 161):

$$Q = \mu . b . a \sqrt{2gh}. \qquad (14)$$

Die Formel 13 gilt auch für Grundablässe und Einlaufschützen zu Werkkanälen (Abb. 162). Als Werte für μ können 0,62 bei den Öffnungen nach Art der Abb. 160 und 161 gelten und $\mu = 0,65$ bis 0,70 bei Öffnungen nach Art der Abb. 162. Da man bei Schützenöffnungen stets lieber etwas zu reichlich rechnet wegen der Möglichkeit, den gewünschten Stau durch Regulierung der Schützenöffnungen zu erzielen, so mag hier davon abgesehen werden, die entsprechenden Formeln mitzuteilen, welche noch die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers berücksichtigen.

Zur Berechnung der Durchflussmenge bei ganz geöffneten beweglichen Wehren oder Grundablässen dienen die Formeln 8, 8a, 9 und 9a mit den S. 624 ad b gegebenen Werten für μ_1 und μ_2.

Soll bei gegebener Durchflussmenge Q diejenige lichte Weite b gefunden werden, welche vorhanden sein muss, damit eine festgesetzte Stauhöhe h nicht überschritten wird, so kann man b für $k = 0$ ohne weiteres aus 9a berechnen. Soll die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers v_0 mit berücksichtigt werden, so ist $v_0 = \frac{Q_a}{F + B . h}$, wenn F den durchschnittlichen benetzten Querschnitt, B die Wasserspiegelbreite **des ungestauten Wasserlaufs** und Q_a die ganze an das Wehr herankommende sekl. Wassermenge bedeuten und es ist daher $k = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{1}{2g}\left(\frac{Q_a}{F + Bh}\right)^2$ Somit bleibt b die einzige Unbekannte in der Formel 8 und kann direkt berechnet werden.

Wenn b und Q gegeben sind und h gesucht wird, so kann man nach dem auf S. 623 angegebenen zeichnerischen Probierverfahren vorgehen oder man kann folgende Annäherungsrechnung anstellen. Es ist die Geschwindigkeit des Wassers beim Eintritt in die ganz geöffnete Schützen- bezw. Grundablassöffnung $v_1 = \frac{Q}{\mu . b (a + h)}$ (vergl. Abb. 154), wobei μ je nach der Rauhigkeit der Wände und Sohle $= 0,80$ bis 0,95 zu setzen ist, ferner besteht zwischen v_1 und h folgende Beziehung:

$$v_1^2 = 2g(h + k) = 2gh + v_0^2 = 2gh + \left(\frac{Q_a}{F + Bh}\right)^2, \text{ also}$$

$$h = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu b (a + h)}\right)^2 - \left(\frac{Q_a}{F + Bh}\right)^2\right].$$

Annäherungsweise kann man zur Lösung dieser Gleichung für das h in der eckigen Klammer setzen: $h_1 = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu b a}\right)^2 - \left(\frac{Q_a}{F}\right)^2\right]$ und somit unter Einsetzung dieses Wertes für h in die eckige Klammer der obigen Gleichung einen Wert für h finden, welcher für die praktischen Fälle genau genug sein wird.

C. Die Berechnung der Stauweite. Da mit Rücksicht auf die Rechte Dritter oft die Stauhöhe aus einer gegebenen Stauweite oder umgekehrt die Stauweite aus der Stauhöhe berechnet werden muss, so soll hier kurz der Gang der Rechnung angegeben werden[8]):

---

[8]) Nach G. Tolkmitt, Handbuch der Ing.-Wissensch. III. Teil, Der Wasserbau, 1892 S. 229, u.ff.

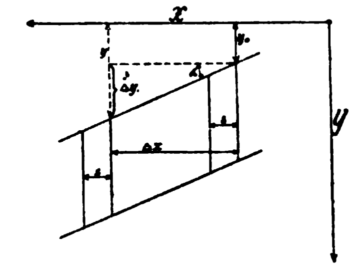
Man hat hierbei von der Betrachtung der ungleichförmigen Bewegung des Wassers auszugehen. Es werden bekanntlich zwei Arten von ungleichförmiger Bewegung des Wassers unterschieden, nämlich:

1. Die allgemeine Art, bei welcher die Wassermenge sowohl von Profil zu Profil als auch mit der Zeit stetig zu oder abnehmen kann. Diese Art der Bewegung tritt bei dem künstlichen Anfüllen oder Ablassen einer Fluss- oder Kanalstrecke durch Schliessen oder Öffnen beweglicher Wehre ein. Sie kommt auch regelmässig im Ebbe- und Flutgebiet der Ströme vor.

2. Die dauernd ungleichförmige Bewegung, bei welcher durch sämtliche Profile eine gleich grosse Wassermenge fliesst, welche auch der Zeit nach unveränderlich bleibt.

Für die vorliegenden Zwecke genügt es die dauernd ungleichförmige Bewegung zu betrachten.

Abb. 163.



Es sei:

F die benetzte Querschnittsfläche in qm,
p der benetzte Umfang in m,
v die mittlere Profilgeschwindigkeit in m/sek.,
α der Neigungswinkel des Wasserspiegels gegen die Wagerechte,
γ das Gewicht der Raumeinheit von 1 cbm Wasser in kg,
g die Erdbeschleunigung in m = 9,81 m,
c ein Erfahrungswert der allgemeinen Geschwindigkeitsformel $v = c . \sqrt{RJ}$.

Wegen der Werte von c vergl. auch Kap. III, § 2, Werkkanäle.

Wenn sich alle Wasserteilchen zwischen zwei Profilen, welche sich in der Entfernung s voneinander befinden (Abb. 163), mit der mittleren Geschwindigkeit v bewegen, so ist die beschleunigende Kraft T der Erdschwere der betrachteten Scheibe zwischen den beiden Profilen, deren Masse

$m = \frac{\gamma}{g} . F . s$ und deren Gewicht $m . g = \gamma F . s$ ist, $T = \gamma . F . s . \sin \alpha$ (15)

und der Profilwiderstand: $W = \gamma . p . s \left(\frac{v}{c}\right)^2$ (16)

Wenn die Scheibe sich in der Zeit dt um d_x fortbewegt, beträgt ihre Beschleunigung $\frac{dv}{dt} = \frac{\text{Geschwindigkeitszuwachs}}{\text{Zeit}}$. Es ist aber $\frac{dx}{dt} = \frac{dv . dx}{dx . dt}$ und $\frac{dx}{dt} = v$. Ferner ist T = W + Massenbeschleunigung, $T = W + m . v . \frac{dv}{dx}$ und $v . \frac{dv}{dx} = \frac{T - W}{m} = g \left(\sin \alpha - \frac{p}{F} . \left(\frac{v}{c}\right)^2\right)$. (17)

Setzt man wegen der Kleinheit des Winkels $\sin \alpha = \alpha$, so wird

$$\alpha = \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} + \frac{p}{F} \left(\frac{v}{c}\right)^2. \quad (18)$$

Es ist aber auch $\alpha = \frac{dy}{dx}$ und $v = \frac{Q}{F}$,

$$\left.\begin{aligned} \text{also } d_y &= \frac{v}{g} d_v + \left(\frac{v}{c}\right)^2 . \frac{p}{F} . d_x \\ \text{oder } d_y &= -\frac{Q^2}{g} \frac{dF}{F^3} + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} . d_x. \end{aligned}\right\} \quad (19)$$

Durch Integration erhält man:

$$\left.\begin{aligned} y - y_0 &= \frac{v^2 - v_0^2}{2g} + \int_{x_0}^{x} \frac{p}{F} \frac{v^2}{c^2} . d_x \\ &= \frac{Q^2}{2g} \left[\left(\frac{1}{F}\right)^2 - \left(\frac{1}{F_0}\right)^2\right] + Q^2 \int_{x_0}^{x} \frac{p \, d_x}{c^2 F^3} \end{aligned}\right\} \quad (20)$$

Um einen Annäherungswert für das Integral zu finden, kann man zunächst c für die ganze betrachtete Strecke als gleichbleibend ansehen, weil die Wahl der Zahlenwerte ohnehin unsicher ist. Teilt man ferner die ganze betrachtete Flusstrecke direkt in Abschnitte Δx derart ein, dass für jeden Abschnitt die Grössen F und p sich nur wenig ändern, so können dafür Mittelwerte eingeführt werden, die der Einfachheit halber doch wieder mit F und p bezeichnet werden mögen.

Dadurch wird die Gleichung 20 zu

$$\left.\begin{aligned} \varDelta y = y - y_0 &= \frac{v^2 - v_0^2}{2g} + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \Sigma \frac{p \cdot \varDelta x}{F^3} \\ &= \frac{Q^2}{2g}\left[\left(\frac{1}{F}\right)^2 - \left(\frac{1}{F_0}\right)^2\right] + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \Sigma \frac{p \cdot \varDelta x}{F^3} \end{aligned}\right\} \qquad (21)$$

Diese Formel gilt ohne weiteres allerdings nur, wenn die Profilgrössen F sich von dem oberen bis zum unteren Ende der betrachteten Strecke nur in gleichem Sinne ändern, d. h., entweder immer grösser oder immer kleiner werden. In der Formel 21 drückt das zweite Glied auf der rechten Seite die regelmässigen Bewegungswiderstände aus, das erste Glied enthält dagegen den Unterschied der die Geschwindigkeiten erzeugenden Druckhöhen im Anfang und Endprofil einer betrachteten Teilstrecke. In offenen Wasserläufen wird bei Geschwindigkeitsverminderungen der Überschuss der Geschwindigkeit nicht wie bei geschlossenen Leitungen zur Beförderung des Abflusses verwertet, sondern durch Wirbel und dergl. zum grössten Teile aufgezehrt. Daraus rechtfertigt sich die Regel, dass man bei ungleichförmig verzögerter Bewegung des Wassers, sowie überhaupt bei jeder Geschwindigkeitsverminderung in offenen Gerinnen die lebendige Kraft des ankommenden Wassers unberücksichtigt zu lassen hat.

Deshalb hat man auf der rechten Seite der Gleichung 21 nur die Summe aller Geschwindigkeitserhöhungen für den Übergang aus der kleineren in die grössere Geschwindigkeit zu setzen, während alle Geschwindigkeitsverminderungen unberücksichtigt zu lassen sind.

Die für die Anwendung besser geeignete Gleichung lautet daher:

$$\varDelta y = y - y_0 = \Sigma \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \Sigma \frac{p\,\varDelta x}{F^3} = \frac{Q^2}{2g} \Sigma \left[\left(\frac{1}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{1}{F_1}\right)\right]^2 + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \Sigma \frac{p\,\varDelta x}{F^3} \qquad (22)$$

wobei unter dem ersten Summenzeichen nur die positiven Werte zu vereinigen sind[9]). Da aber bei einem Stau, wenn das Stromprofil nicht sehr unregelmässig gestaltet ist, die Geschwindigkeit stromabwärts immer geringer wird, so fällt hierbei das erste Glied der Gleichung aus und die Bewegungsgleichung geht für eine kurze Strecke über in die Gleichung für gleichförmige Bewegung:

$$\varDelta y = y - y_0 = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p\,\varDelta x}{F^3}, \qquad (23)$$

worin p und F Mittelwerte der ersten Strecke bedeuten und woraus stückweise die Stauhöhe der einzelnen Teilstrecken berechnet werden kann, wenn alle Grössen der rechten Seite bekannt sind.

---

[9]) G. Tolkmitt gibt im Handbuch d. Ing.-Wissensch. „Der Wasserbau", III. Teil, 1. Abt. 1892, S. 231 folgendes Beispiel zur Erläuterung. Er empfiehlt zunächst die Gleichung 22, um das Niederschreiben sehr kleiner Brüche zu vermeiden, in folgender Form zu verwenden:

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 \cdot (y - y_0) = \frac{1}{19{,}62} \Sigma \left[\left(\frac{100}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_1}\right)^2\right] + \left(\frac{100}{c}\right)^2 \cdot \Sigma \frac{p \cdot \varDelta x}{F^3}. \qquad (22\,a)$$

Beispiel: Eine Flussstrecke von 200,0 m Länge sei in vier Teilstrecken von $\varDelta x = 60, 40, 40$ und 60 m Länge zerlegt, welche der Reihe nach ein Durchschnittsprofil $F = 74, 62, 45$ und 68 qm und einen benetzten Umfang $p = 90, 73, 50$ und 75 m haben. Der Fall des Wasserspiegels vom oberen bis zum unteren Ende der Strecke sei $= 0{,}140$ m. Wie gross ist die Wassermenge Q?

Auflösung: Da der sogen. Profilhalbmesser $R = \frac{F}{p}$ zwischen 0,80 und 0,90 m liegt, so kann $c = 41$ als Mittelwert angenommen werden (vergl. S. 634); die verschiedenen Geschwindigkeitsformeln geben c etwa zwischen 38 und 44. Die einzelnen Ausrechnungen sind nachstehend zusammengestellt.

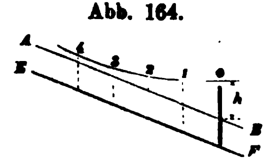
Teilstrecke Nr.	$\varDelta x$ m	F qm	p m	$\frac{p \cdot \varDelta x}{F^3}$	$\left(\frac{100}{F}\right)^2$
1	60	74	90	0,0133	1,82
2	40	62	73	0,0122	2,60
3	40	45	50	0,0219	4,94
4	60	68	75	0,0143	2,16
			$\Sigma \frac{p \cdot \varDelta x}{F^3} =$	0,0617	

Die Profilgrösse nimmt von 1 bis Teilstrecke 3 ab. Es ist also:

$$\Sigma \left[\left(\frac{100}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_1}\right)^2\right] = 2{,}60 - 1.82 + 4{,}94 - 2{,}60,$$

Handelt es sich darum, aus einer gegebenen Stauhöhe die Stauweite zu ermitteln, so zerlegt man, vom Wehre anfangend, die Strecke in Abschnitte Δ_x (30 bis 100 m lang) und sucht für jeden Abschnitt das zugehörige Δy nach Formel 23. Für die erste Strecke zwischen 0 und 1 (Abb. 164) nimmt man, um zunächst Mittelwerte von p und F zu finden, den Wasserspiegel wagerecht an. Q und die Stauhöhe h am Wehre sollen als gegeben angesehen werden. Man wird also aus dem gleichfalls bekannten Längsprofil der Flussohle und den Querprofilen des Flusses Werte für p und F bei 0 und 1 berechnen können und daraus Mittelwerte gewinnen, welche in Formel 23 einzusetzen sind. Dann werden unter Berücksichtigung der gefundenen Neigung des Wasserspiegels Δy neue Mittelwerte von F und p berechnet und die Rechnung für die erste Strecke ein- oder mehrmal wiederholt. Für die Berechnung der weiteren Strecken kann man zunächst die Neigung des Wasserspiegels gleich derjenigen der voraufgehenden annehmen und im übrigen wie oben beschrieben verfahren. Auf diese

Abb. 164.



Fortsetzung der Fussnote 9).

wofür man auch direkt 4,94 — 1,82 = 3,12 hätte schreiben können. Nach Gleichung 22a ist daher:

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 . 0{,}140 = \frac{3{,}12}{19{,}62} + \left(\frac{100}{41}\right)^2 . 0{,}0617 = 0{,}159 + 0{,}367,$$

woraus man erhält:

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0{,}140}{0{,}159 + 0{,}367}} = 51{,}5 \text{ cbm}.$$

Bei solchen Aufgaben ist es wegen der Unsicherheit der einzusetzenden Erfahrungsgrösse c stets nützlich die Rechnung probeweise noch für die wahrscheinlichen oberen und unteren Grenzwerte derselben durchzuführen.

Setzt man demgemäss in dem obigen Beispiele c zuerst = 38, dann = 44, so erhält man für das letzte Glied der Gleichung 22a die Werte:

$$\left(\frac{100}{38}\right)^2 . 0{,}0617 = 0{,}426 \text{ bezw. } \left(\frac{100}{44}\right)^2 . 0{,}0617 = 0{,}318,$$

alsdann Q = 49,0 bezw. = 54,1 cbm.

Erheblich grösser aber ist der Unterschied bei Anwendung der Gleichung 21, d. i. unter Anrechnung der sämtlichen, auch der negativen Glieder von der Form $\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$. In diesem Falle ist nämlich in dem obigen Beispiele:

$$v^2 - v_0^2 = \left(\frac{Q}{100}\right)^2 \left[\left(\frac{100}{68}\right)^2 - \left(\frac{100}{74}\right)^2\right] = \left(\frac{Q}{100}\right)^2 [2{,}16 - 1{,}82],$$

und man erhält für c = 41 die Gleichung:

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 . 0{,}140 = \frac{2{,}16 - 1{,}82}{19{,}62} + \left(\frac{100}{41}\right)^2 . 0{,}0617,$$

welche $Q = 100 \sqrt{\frac{0{,}140}{0{,}017 + 0{,}367}} = 60{,}4$ cbm liefert, also 8,9 cbm oder über 1/6 mehr, als nach Gleichung 22 gefunden wurde.

Dass der Einfluss der Geschwindigkeitsänderungen in dem vorstehend untersuchten Falle so bedeutend ist, liegt daran, dass sich diese Änderungen innerhalb einer ziemlich kurzen Strecke vollzogen haben. Bei wachsender Länge der einzelnen Teilstrecken würde der Einfluss des ersten Gliedes auf der rechten Seite der Gleichung 22a, dessen Grösse unverändert bleibt, während das zweite Glied mit der Länge der Strecke zunimmt, immer geringer werden. Wenn z. B. die Längen der Teilstrecken sämtlich fünfmal grösser werden und der Fall des Wasserspiegels ebenfalls fünfmal grösser wird, während alles übrige unverändert bleibt, so lautet die Gleichung für Q:

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 . 0{,}70 = \frac{4{,}94 - 1{,}82}{19{,}62} + \left(\frac{100}{41}\right)^2 . 0{,}0617 . 5 = 0{,}159 + 1{,}835,$$

und man erhält daraus:

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0{,}70}{0{,}159 + 1{,}835}} = 59{,}4 \text{ cbm},$$

während man bei Fortlassung der die Geschwindigkeitsänderungen berücksichtigenden Grösse 0,159 die Wassermenge

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0{,}70}{1{,}835}} = 61{,}8 \text{ cbm erhält.}$$

Weise wird also die Veränderung im Wasserspiegelgefälle stückweise ermittelt und man findet das Ende der Staukurve dort, wo die Wassertiefe im Flussprofile ungefähr gleich derjenigen des ungestauten Flusses gefunden wird.

Das Ende der Staukurve kann für die Praxis als genau genug festgestellt angesehen werden, wenn die gefundene Wassertiefe nicht mehr als um 0,02—0,05 m von der bekannten Wassertiefe des Flusses in ungestautem Zustande abweicht. Bemerkt wurde schon, dass man in Fällen, wo die Stauhöhe h gross ist, nicht durchweg den gleichen Wert für c beibehalten kann, weil derselbe von dem Verhältnis $\frac{F}{p}$ und von der Geschwindigkeit v abhängt und beide Grössen sich innerhalb der Staukurve erheblich ändern. Man muss daher für die verschiedenen Abschnitte von Δ_x verschiedene Werte von c einsetzen, wofür folgende Zahlenwerte Anhaltspunkte geben mögen, die aber nur für rauhe und unbefestigte Fussprofile gelten.

$\frac{F}{p} =$	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	5,0
c nach Bazin	22,2	26,3	29,4	34,1	37,4	39,9	41,9	43,5	44,8	46,0	47,0	50,2	52,2	53,5
c nach Hagen	33,4	35,8	37,5	40,1	42,1	43,7	45,0	46,2	47,3	48,2	49,1	52,5	55,0	57,2

Nicht selten ist die Stauweite vorgeschrieben, und es wird die Aufgabe gestellt, aus derselben die zulässige Stauhöhe am Wehre zu berechnen. Diese Aufgabe ist am besten durch Probieren zu lösen, indem man zunächst nach Schätzung (vergl. S. 637) einen Wert für die Stauhöhe annimmt.

K. Pestalozzi gibt im Handbuch der Ing.-Wissensch. Bd. III. Der Wasserbau. 1879. S. 350 dafür folgende Methode an (Abb. 165). Die für eine zuerst schätzungsweise angenommene Stauhöhe berechnete Stauweite wird entweder grösser oder kleiner als die gegebene ausfallen. Ist sie zu gross, so wurde also auch die Stauhöhe zu gross angenommen. Man wird deshalb eine zweite Annahme für die Stauhöhe machen, welche womöglich eine zu kleine Stauweite ergibt und dann noch durch eine dritte Annahme einen Mittelwert suchen.

Abb. 165.

Die gegebene Stauweite sei w.
Die angenommenen Stauhöhen h′ h″, h‴.
Die dazu gehörigen Stauweiten w′, w″, w‴.

Man trägt auf einer Linie O B vom Punkte O aus die Stauhöhen h′, h″, h‴ als Abszissen auf und dazu als Ordinaten die Differenzen zwischen der gegebenen Stauweite und den gefundenen falschen in einem beliebigen, für die Zeichnung bequemen Masstabe auf und zwar so, dass die Ordinaten aufwärts gehen, wenn die gefundenen Werte zu gross und abwärts, wenn sie zu klein waren. Die so gefundenen Punkte C, D, E etc. werden dann mit einer Kurve verbunden, welche die Linie O B in A schneidet. Die Entfernung O A gibt dann angenähert den richtigen Wert für die gesuchte Stauhöhe. Auf Grundlage der so gefundenen Stauhöhe kann man dann die Stauweite noch einmal berechnen. In den meisten Fällen wird die Rechnung zeigen, dass obiges Verfahren genügende Genauigkeit gab. Wenn das nicht der Fall wäre, so könnte durch Ermittlung weiterer Werte von w und Anwendung eines grösseren Masstabes der Zeichnung die gewünschte Genauigkeit erzielt werden.

In regelmässigen Flusstrecken sind die zwischen der Profilgrösse F und dem benetzten Umfange p, der Wassermenge Q und dem Gefälle des gestauten und ungestauten Wasserspiegels α bezw. β stattfindenden Beziehungen derartig, dass sich dafür mathematische Ausdrücke aufstellen lassen, welche eine allgemeine Behandlung der Staukurve an Stelle einer stückweisen Behandlung ermöglichen. Zu diesem Zwecke hat man das Durchschnittsprofil der Flusstrecke durch eine demselben angepasste regelmässige Figur zu ersetzen. Es eignet sich dazu am besten die Parabel (Abb. 166, 167 und 168). Für die Berechnung der Profilparabel bei Ermittlung der Staukurve genügt es, die Fläche F und die Wasserspiegelbreite B des Durchschnittsprofils bei demjenigen Wasserstande, für welchen die Staukurve berechnet werden soll, zu kennen. Dann ist die Füllhöhe des Profils ohne Stau $a = {}^3/_2\ \frac{F}{B}$ und $P = \frac{B^2}{6F}$, wenn P den Parameter der Profilparabel bedeutet.

Will man genauer vorgehen, so kann man die Profilparabel für noch einen zweiten Wasserstand ermitteln und danach den Wert für P korrigieren. Es ist für den um Δ_t höheren Wasserstand mit

dem benetzten Querschnitt F_1 und der Breite B_1 im Wasserspiegel des Durchschnittsprofils

$$a + (a + \Delta t) = 3\,2\left[\frac{F}{B} + \frac{F_1}{B_1}\right]$$

$$\text{und der Parameter } P = 1/2\left[\frac{B^3}{6F} + \frac{B_1^3}{6F_1}\right].$$

Es sei ferner $t = a + z$ die Füllhöhe der Profilparabel beim Stau = der Tiefe des Scheitels der Profilparabel unter dem gestauten Wasserspiegel an einer beliebigen Stelle und

β das Wasserspiegelgefälle der ungestauten Füllhöhe,

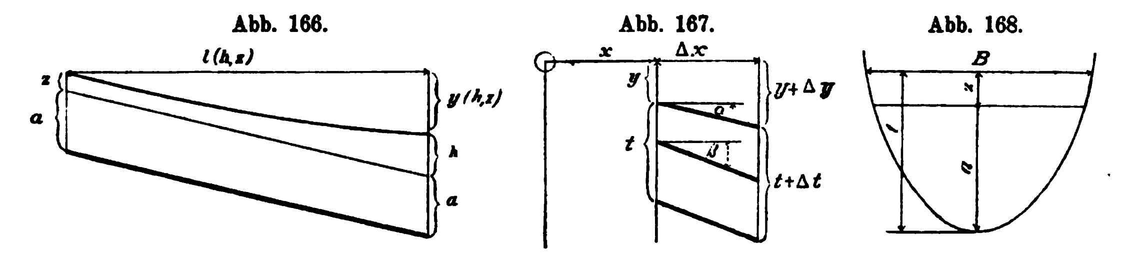
$\dot{\alpha}$ das Wasserspiegelgefälle der gestauten Füllhöhe,

h die Stauhöhe am Wehre,

$l_{(h,z)}$ der Abstand eines Profils vom Wehre, in welchem die Stauhöhe z herrscht und

$y_{(h,z)}$ der Höhenunterschied zwischen dem gestauten Wasserspiegel in dem Profil $l_{(h,z)}$ und demjenigen am Wehre.

Es ist dann $B = 2.\sqrt{P.t}$ und $F = 4/3\,t.\sqrt{P.t}$.



Ferner kann man meistens für die hier in Frage kommenden Berechnungen angenähert den benetzten Umfang $p = B$ setzen.

Die Gleichung (23) $\Delta y = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p.\Delta x}{F^3}$ lässt sich dann schreiben

$$\dot{\alpha} = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{27}{32}\cdot\left(\frac{Q}{c}\right)^2\cdot\frac{1}{P.t^4} \tag{24}$$

und wenn man dieselbe Gleichung auf die ungestaute Flusstrecke anwendet, so wird:

$$\beta = \frac{27}{32}\left(\frac{Q}{c}\right)^2\cdot\frac{1}{P.a^4} \tag{25}$$

Dies in die Gleichung für α (24) eingesetzt, gibt, wenn man für c in beiden Fällen den nämlichen Mittelwert annimmt:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \beta.\frac{a^4}{t^4} \tag{26}$$

Es ist aber auch nach Abb. 167

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \beta - \frac{\Delta t}{\Delta x} \tag{27}$$

Aus der Gleichsetzung beider Ausdrücke für $\frac{\Delta y}{\Delta x}$ lassen sich zwei Differentialgleichungen ableiten:

$$dy = dt.\frac{a^4}{t^4 - a^4} \tag{28}$$

und

$$\beta.dx = dt.\frac{t^4}{t^4 - a^4} = dt\left(1 + \frac{a^4}{t^4 - a^4}\right) \tag{29}$$

Durch Integration erhält man:

$$y = C - a\left[\frac{1}{4}\ln\frac{t+a}{t-a} + \frac{1}{2}\text{arc. tg}\left(\frac{t}{a}\right)\right], \tag{30}$$

$$\text{und } \beta.x = C + a\left[\frac{t}{a} - \frac{1}{4}\ln\frac{t+a}{t-a} - \frac{1}{2}\text{arc. tg}\left(\frac{t}{a}\right)\right]. \tag{31}$$

Die Klammer auf der rechten Seite der Gleichung (30) wird $= \infty$ für $t = a$ und sie wird $= \frac{\pi}{4}$ für $t = \infty$. Setzt man also die Konstante $C = a.\frac{\pi}{4}$, so erhält die rechte Seite 0 zum Grenzwert für $t = \infty$, wodurch die Übersicht erleichtert wird. Es sei nun zur Vereinfachung gesetzt:

$$f\left(\frac{t}{a}\right) \text{ für } \frac{1}{4}\ln\frac{t+a}{t-a} + \frac{1}{2}\text{arc. tg}\frac{t}{a} - \frac{\pi}{4}, \tag{32}$$

$$\text{und } F\left(\frac{t}{a}\right) \text{ für } \frac{t}{a} - f\left(\frac{t}{a}\right), \text{ dann ist} \qquad (33)$$

$$y = -a\, f\left(\frac{t}{a}\right). \qquad (34)$$

$$x = \frac{a}{\beta} \cdot F\left(\frac{t}{a}\right). \qquad (35)$$

und da $t = a + z$, ist

$$y_{(h,z)} = a\left[f\left(\frac{a+z}{a}\right) - f\left(\frac{a+h}{a}\right)\right]. \qquad (36)$$

$$l_{(h,z)} = \frac{a}{\beta}\left[F\left(\frac{a+h}{a}\right) - F\left(\frac{a+z}{a}\right)\right] = \frac{1}{\beta}\left[h - z + y_{(h,z)}\right] \qquad (37)$$

Zur Erleichterung der Anwendung dient die nachstehende Zahlentafel, aus welcher die Zahlenwerte von $f\left(\frac{a+z}{a}\right)$ und $F\left(\frac{a+z}{a}\right)$ entnommen oder durch Einschaltung gefunden werden können:

Tabelle I. Zur Berechnung der Staukurven.

$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$	$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$	$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$
1,0	∞	— ∞	1,22	0,235	0,985	1,49	0,111	1,379
1,005	1,107	—0,102	1,23	0,227	1,003	1,50	0,108	1,392
1,01	0,936	0,074	1,24	0,219	1,021	1,55	0,097	1,453
1,015	0,836	0,179	1,25	0,212	1,038	1,60	0,087	1,513
1,02	0,766	0,254	1,26	0,205	1,055	1,65	0,079	1.571
1,025	0,712	0,313	1,27	0,199	1,071	1,70	0,072	1,628
1,03	0,668	0,362	1,28	0,193	1,087	1,75	0,065	1,685
1,035	0,632	0,403	1,29	0,187	1,103	1,80	0,060	1,740
1,04	0,600	0,440	1,30	0,181	1,119	1,85	0,055	1,795
1,045	0,572	0,473	1,31	0,176	1,134	1,90	0.050	1,850
1,05	0,548	0,502	1,32	0,171	1,149	1,95	0,046	1,904
1,06	0,506	0,554	1,33	0,166	1,164	2,00	0,043	1,957
1,07	0,471	0,599	1,34	0,162	1,178	2,1	0,037	2,063
1,08	0,441	0,639	1,35	0,157	1,193	2,2	0,032	2,168
1,09	0,415	0,675	1,36	0,153	1,207	2,3	0,028	2,272
1,10	0,392	0,708	1,37	0,149	1,221	2,4	0,024	2,376
1,11	0,372	0,738	1,38	0,145	1,235	2,5	0,022	2,478
1,12	0,354	0,766	1,39	0.141	1,249	2,6	0,019	2,581
1,13	0,337	0,793	1,40	0,138	1,262	2,7	0,017	2,683
1,14	0,322	0,818	1,41	0,134	1,276	2,8	0,015	2,785
1,15	0,308	0,842	1,42	0,131	1,289	2,9	0,014	2,886
1,16	0,295	0,865	1,43	0,128	1,302	3,0	0,012	2,988
1,17	0,283	0,887	1,44	0,125	1,315	3,5	0,0078	3,492
1,18	0,272	0,908	1,45	0,122	1,328	4,0	0,0052	3,995
1,19	0,262	0,928	1,46	0,119	1,341	4,5	0,0037	4,496
1,20	0,252	0,948	1,47	0,116	1,354	5,0	0,0027	4,997
1,21	0,243	0,967	1,48	0.113	1,367	∞	0	∞

Da $f\left(\frac{a}{a}\right) = \infty$ und $F\left(\frac{a}{a}\right) = -\infty$ ist, so folgt, dass die theoretische Grenze der Stauweite in unendlich grossem Abstande vom Wehre liegt; aber schon für $\frac{z}{a} = 0{,}01$ wird $y_{(h,z)} < a$ und $l_{(h,z)} < \frac{a+h}{\beta}$.

Die Stauwirkung ist daher bereits an derjenigen Stelle der Flusstrecke, wo der **ungestaute** Wasserspiegel um $a + h$ höher liegt als an der Wehrstelle oder um a über dem gestauten Oberwasser am Wehr so unbedeutend dass sie praktisch nicht mehr in Betracht kommen kann, weil die Stauhöhe

daselbst $< \frac{a}{100}$ ist. Hieraus ergibt sich eine einfache Konstruktion für die praktische Grenze der Stauweite, das ist für diejenige Stelle, an welcher die praktische Bedeutung der Stauwirkung aufhört. Dieselbe liegt nämlich im Längenprofil des Flusses da, wo eine durch den gestauten Oberwasserspiegel am Wehr gelegte Wagerechte die Sohle des in die Profilparabel umgewandelten Flussprofils trifft. Wenn das Gefälle β sich innerhalb der Stauweite etwas ändert, so behält dabei doch die Formel 36 für $y_{(h,z)}$ ihre Gültigkeit, weil sie von β unabhängig ist. Bei grösserer Verschiedenheit ändert sich jedoch auch die Füllhöhe a, und man hat den Fluss in Strecken einzuteilen und alsdann die Formeln für jede Teilstrecke besonders, unter jedesmaliger Einsetzung der richtigen Werte für β und a, anzuwenden, wobei die Staukurve von dem Stauwerk an aufwärts streckenweise zu berechnen ist.

Beispiel: Gegeben sei eine regelmässige Flusstrecke mit einem Wasserspiegelgefälle bei N.W. und M.W. von 1 : 1000. Der benetzte Querschnitt F bei N.W. sei 30 qm, die Wasserspiegelbreite B 20,0 m; der benetzte Querschnitt F_1 bei M.W sei 50 qm, die Wasserspiegelbreite $B_1 = 25{,}0$ m. Das Mittelwasser liege im ungestauten Zustande um 1,0 m höher als N.W.

Aufgabe 1. Es soll das N.W. am Wehre 2,0 m gestaut werden, wie gross ist die Stauweite, worunter in diesem Falle die Entfernung derjenigen Stelle vom Wehr verstanden sein soll, wo z nur noch 0,05 m beträgt?

Auflösung: Es ist $a + (a + \Delta t) = \frac{3}{2}\left(\frac{F}{B} + \frac{F_1}{B_1}\right)$.

$$2a + 1{,}0 = \frac{3}{2} \cdot \left[\frac{30}{20} + \frac{50}{25}\right].$$

$a = 2{,}125$, wofür 2,13 m gesetzt werden sollen.

Es ist nun $l_{(h,z)}$ nach Formel 37 zu suchen:

$$\frac{a+h}{a} = \frac{2{,}13 + 2}{2{,}13} = 1{,}94.$$

$$\frac{a+z}{a} = \frac{2{,}13 + 0{,}05}{2{,}13} = 1{,}023.$$

Demnach ergibt sich nach Formel 37:

$$l_{(h,z)} = \frac{2{,}13}{0{,}001} \cdot [1{,}903 - 0{,}277].$$

$$l_{(h,z)} = 3463{,}4.$$

Zur Kontrolle empfiehlt es sich dieselbe Aufgabe nach Formel 36 zu rechnen.

Es ist $y_{(h,z)} = 2{,}13 \left[f\left(\frac{2{,}13 + 0{,}05}{2{,}13}\right) - f\left(\frac{2{,}13 + 2{,}0}{2{,}13}\right)\right] = 2{,}13\,[0{,}732 - 0{,}045] = 1{,}463.$

Da der gestaute Wasserspiegel am Wehr 2,0 m höher liegt als der ungestaute, so ist $h + y_{(h,z)} = 3{,}463$ und die Stelle, wo $z = 0{,}05$ wird, muss demnach bei $\beta = \frac{1}{1000}$ um 3463,0 m vom Wehre entfernt liegen, was sehr gut mit dem Resultat der ersten Rechnung übereinstimmt.

Aufgabe 2. Wie hoch darf man das M.W. stauen, wenn die Stauweite dieselbe sein soll wie bei N.W.?

Es ist a bei M.W. $= \frac{3}{2}\,\frac{F_1}{B_1} = 3.$

Nach Formel 37 ist $3463{,}4 = \frac{3}{0{,}001} \cdot \left[F\left(\frac{a+h}{a}\right) - F\left(\frac{3 + 0{,}05}{3}\right)\right]$ also $F\left(\frac{a+h}{a}\right) = 1{,}364.$

Für diesen Wert ergibt sich aus der Tabelle $\frac{t}{a} = 1{,}477$, also $t = 4{,}431$ und da $t = a + h$, so ist die gesuchte Stauhöhe $h = 1{,}431$.

Kontrollrechnung nach Gleichung 36:

Es muss sein $y_{(h,z)} = 3\left[f\left(\frac{3{,}0 + 0{,}05}{3{,}0}\right) - f\left(\frac{3{,}0 + 1{,}431}{3{,}0}\right)\right].$

Mit Hilfe der Tabelle findet man:

$$y_{(h,z)} = 3\,[0{,}808 - 0{,}114] = 2{,}082.$$

$$h + y_{(h,z)} = 2{,}082 + 1{,}431 = 3{,}513.$$

Die Stelle des ungestauten Wasserspiegels, wo die Staukurve nur noch um $z = 0{,}05$ höher ist als der erstere, liegt also um 3,513 — 0,050 höher als der ungestaute Wasserspiegel am Wehr und sie muss deshalb bei $\beta = \frac{1}{1000}$ um 3463,0 m vom Wehre entfernt sein.

6. Die festen Wehre. A. Die festen Wehre aus Stein oder Beton.

Für die Wahl des Querprofils eines festen Wehres sind folgende Rücksichten massgebend:

a) Der Wehrkörper muss dem hydraulischen Drucke und Stoss mit Sicherheit widerstehen können.

b) Es muss das Wehr und seine Widerlager vor Unterspülungen geschützt sein.

c) Da die Zahlenwerte von μ sehr verschieden sind, je nach der Form der Vorderfläche, der Krone und des Wehrrückens, so muss auch der Querschnitt des Wehres den bei Wahl des Wertes von μ gemachten Voraussetzungen entsprechen.

d) Es muss das Sturzbett so fest und so lang sein, dass Auskolkungen im Flussbette nicht vorkommen können.

Was den Punkt a betrifft, so sind weiter unten in Abschnitt 11 zur Berechnung der nötigen Mauerstärken die Anhaltspunkte mitgeteilt.

Wegen des Punktes b sind bereits Seite 619 und 620 die Hinweise gegeben.

Zu Punkt c sei daran erinnert (S. 622 u. ff.), dass die Leistungsfähigkeit eines Überfallwehres steigt, allerdings nur um einige Prozent, wenn die stromaufwärts gelegene Fläche nicht eine Lotrechte bildet, sondern wenn dieselbe bis zu einer Tiefe von dem Dreifachen der Höhe des überfallenden Wasserstrahls unter Wehrkrone geneigt angelegt ist, ferner, wenn die Seitenwände in das Überfallprofil allmählich überführt werden, schliesslich, wenn die Kronenbreite jedenfalls nicht weniger als $^1/_4$, am besten etwa $^1/_2$ der Höhe — aber nicht mehr —, des überfallenden Wasserstrahls ausmacht. Demnach würde, wenn man die Leistungsfähigkeit des Überfalls in den Vordergrund stellen wollte, das stromaufwärts gerichtete Profil des Wehrkörpers so auszubilden sein, dass die Vorderfläche erst von da ab lotrecht angelegt würde, wo eine im Abstande von $3 \times h_1$ unter der Wehrkrone gedachte wagerechte Ebene sie schneidet. Unter h_1 ist natürlich die Höhe des überfallenden Wasserstrahls bei Q_{max} zu verstehen. Das Profil des Lechwehres der Anlage Gersthofen (vergl. Taf. LI, Fig. 3), ebenso das Profil des alten Wehres der Anlage Bergamasca (Seite 362), auch das grosse Wehr im Tessin (Abb. 157, S. 625) bieten Beispiele für eine abgeschrägte Vorderfläche. Bei dem letztgenannten Wehre wurde aber gezeigt, dass die wagerechte Kronenbreite von 1,0 m auf die Überfallgeschwindigkeit verzögernd einwirkt. Auch Wehre mit kreisrunder Vorderfläche und Krone, wie Taf. X, Fig. 2 und Taf. LI, Fig. 5 können zu den Wehren mit abgeschrägter Vorderfläche gerechnet werden.

Wenn, wie es gewöhnlich der Fall ist, neben dem festen Überfallwehre ein Grundablass liegt, so werden die Ablagerungen nur dann an der ganzen Länge des Wehres bei gezogenen Grundablasschützen nach dem Grundablass hin gespült, wenn das feste Wehr spitz (45—30°) gegen die Flussachse gerichtet ist. Bei festen Wehren, welche rechtwinkelig zur Flussachse liegen, entsteht bei geöffnetem Grundablass längs des Wehres nur ein schwacher Strom und es äussert sich die Spülwirkung des Grundablasses vor dem festen Wehre nur auf einen verhältnismässig kleinen Umkreis. Der Halbmesser dieses Viertelkreises lässt sich etwa so bemessen, dass man von der Sohle des Grundablasses aus und zwar von dem Punkte, wo die nach der Flussmitte zu gelegene Begrenzungswand des Grundablasses die Vorderkante des Wehres schneidet, je nach der Beschaffenheit der Ablagerungen gegen die wagerechte Ebene etwa 1 : 15 bis 1 : 25 geneigte Linien zieht. Wo diese Linien die Oberfläche der Ablagerungen treffen, wird ungefähr die Grenze für die Spülwirkung des Grundablasses liegen. Ist nun die Länge

des festen Wehres so gross, dass die Spülwirkung des Grundablasses nicht bis an das gegenüberliegende Ufer reicht, so kann es unter Umständen zweckmässig sein, von der Stelle ab, wo die Spülwirkung des Grundablasses aufhört, durch eine flach geneigte Vorderfläche des Wehrkörpers es dem Strom bei Hochwasser zu erleichtern, Sand und Kies über das Wehr zu werfen. Indessen meistens kommt es bei Wasserkraftanlagen nur darauf an, in der Nähe des Einlaufs, d. h. an der Seite, wo der Grundablass liegt, die nötige Wassertiefe zu haben, und ferner ist zu beachten, dass auch die Ablagerungen selbst allmählich eine nach der Wehrkrone zu ansteigende Fläche bilden, auf welcher die nachfolgenden Geschiebe durch das Wasser zur Wehrkrone emporgetrieben und über das Wehr hinübergeworfen werden. Da der Einfluss der Abschrägung des stromaufwärts gerichteten Wehrprofils auf die Steigerung der sekl. überfallenden Wassermenge eines Überfallwehres nach J. B. Francis und Cipolletti nur einige Prozent ausmacht, hat man häufig die Vorderfläche des Wehres nur nach den Rücksichten der geringsten Baukosten angelegt und sie lotrecht gemacht. Als Beispiele seien das Wehr der Anlage Kubelwerk (Taf. XX, Fig. 6) und das Wehr der Anlage Livet (Taf. XLI, Fig. 5) angeführt. Beiläufig bemerkt, wäre es beim Wehre des Kubelwerkes zweckmässig gewesen, die obere Vorderkante des Wehrprofils abzurunden, die Kronenbreite nur etwa $= \frac{1}{2}$ von h_1 zu machen und dahinter die Krone mit etwa 1 : 7 abfallen zu lassen.

Was die Gestaltung des Abfallbodens betrifft, so verdient nach Ansicht des Verfassers der steile Absturz des Wassers hinter dem Wehr und ein wagerechter, beziehungsweise stromabwärts etwas ansteigender, rauher Abfallboden den Vorzug vor einem glatten und stromabwärts geneigten, wie man ihn an ausgeführten Anlagen noch häufig findet.

Der nach abwärts geneigte Abfallboden wird jedenfalls erheblich länger werden müssen, als der wagerechte oder sanft ansteigende mit steilem Absturz am Wehr, denn durch den letzteren wird die Geschwindigkeit des überströmenden Wassers zum grossen Teil vernichtet. Es ist zwar der Angriff des Wassers an der Stelle, wo das abstürzende Wasser auf den Abfallboden fällt, besonders gross, aber es hat keine Schwierigkeit, dem Abfallboden an dieser Stelle die nötige Festigkeit zu geben. Es werden deshalb im allgemeinen die Baukosten für die zweite Lösung kleiner werden.

Auf 3 Beispiele sei an dieser Stelle hingewiesen, an denen sich die Nachteile des abwärts geneigten Abfallbodens deutlich gezeigt haben. 1. Bei dem Lechwehr des Elektrizitätswerkes Gersthofen (Taf. LI, Fig. 3) hat man zwar einen Absturz von 2,45 m hinter der Wehrkrone angelegt, den Abfallboden aber von da ab mit Einlegung kleiner Stufen geneigt und durch Belag mit Bohlen glatt gemacht. Ursprünglich war der mit Beton und Bohlenbelag befestigte Abfallboden 28,65 m lang und dann folgte noch eine Steinpackung. Die höchste Wasserspiegeldifferenz am Wehr beträgt bei H.W. im Beharrungszustande nur 459,40 — 458,31 = 1,09 m. Bei schnell eintretenden höheren Wasserständen wird dieselbe aber wohl auf 4,5 m anwachsen können, da bei normalen Wasserständen am Krafthause eine Wasserspiegeldifferenz von 10,0 m herrscht und der Fluss unterhalb des Wehres bis zur Ausmündung der Werkkanals u. U. nur wenig Wasser führt. Der befestigte Abfallboden betrug also schon, wenn man von der Steinpackung ganz absieht, mehr als das 6,0fache der höchsten Wasserspiegeldifferenz. Trotzdem wurde schon bei einem der ersten Hochwasser nach Inbetriebsetzung des Wehres die Flussohle hinter dem festen Abfallboden ca. 3,0 bis 3,5 m tief ausgekolkt. Man hat dann später diesen Kolk mit Pfahlreihen, grossen Betonklötzen und Kies ausgefüllt und auf diese Ausfüllung eine Betondecke und einen Bohlenbelag gelegt. Auf diese Weise wurde der befestigte glatte

Abfallboden um 7,40 m verlängert und dahinter wurden noch grosse, von einer weiteren Pfahlreihe gehaltene Steinfaschinen und eine Steinschüttung angeordnet. Dennoch hat das nächste Hochwasser abermals Kolke hinter dem Abfallboden hervorgerufen. Diese Auskolkungen erklären sich daraus, dass die Geschwindigkeit des Wassers bei einer Neigung des glatten Abfallbodens von ca. 1 : 26 bis 1 : 30, je nach der Wassertiefe am unteren Ende, auf über 10 m/sek. gestiegen sein kann. Die Breite des Abfallbodens einschliesslich derjenigen des Grundablasses beträgt etwa 68,60 m. Wenn man die sekl. Hochwassermenge, welche über das feste Wehr und durch den Grundablass geflossen sein mag, schätzungsweise auf 650 cbm/sek. annimmt, so wäre zur Ermittlung der Geschwindigkeit zunächst die Wassertiefe festzustellen, mit welcher diese Wassermenge auf dem glatten Abfallboden zum Abfluss gekommen sein kann.

Es ist $Q = F \, . \, v = bt \, . \, c \sqrt{\frac{b \, . \, t}{b + 2t} \, . \, J}.$

$$Q^2 = \frac{b^3 t^3 c^2 J}{b + 2t}$$

b ist $= 68{,}6$ m, $Q = 650$ cbm/sek., $J =$ rd. 0,033 m, c wird wegen der Glätte des Bodens zu 77 anzunehmen sein.

t lässt sich am einfachsten auf graphischem Wege finden, indem man zunächst der Gleichung die Form gibt $\frac{Q^2}{b^3 c^2 J} = \frac{t^3}{b + 2t}$ und alsdann die linke Seite als Funktion von t auffasst.

Für $t = 0$ wird $f(t) = 0$; es wird weiter z. B. für $t = 0{,}5$ m, $f(t) = 0{,}0018$, für $t = 1{,}0$ m wird $f(t) = 0{,}0156$ usw.

Trägt man dann die Werte von t, nachdem man eine genügende Zahl ermittelt hat, als Abszissen und die Werte von f (t) als Ordinaten auf, so ergibt sich eine Kurve, aus welcher für den wirklichen Wert der linken Seite $f(t) = 0{,}0068$ genau genug $t = 0{,}78$ m abgegriffen werden kann.

Auf rein rechnerischem Wege kann man zur Vereinfachung der Rechnung für t im Nenner zunächst den Wert 1 annehmen. Es ist dann $t = \sqrt[3]{\frac{Q^2 (b + 2)}{b^3 c^2 J}}$, woraus sich $t =$ rd. 0,788 ergibt.

Setzt man diesen Wert anstatt 1 in den Zähler der Kubikwurzel ein, so ergibt sich

$$t = \sqrt[3]{\frac{Q^2 (b + 1{,}56)}{b^3 c^2 J}} = 0{,}777.$$

Eine genauere Rechnung würde mit Rücksicht auf die Unsicherheit bei Wahl des Zahlenwertes für c zwecklos sein.

Es ergibt sich demnach $v = \frac{650}{68{,}6 \, . \, 0{,}78} = 12{,}15$ m/sek.

Eine so grosse Geschwindigkeit kann allerdings nur bei sehr schnellem Ansteigen des Hochwassers vorhanden gewesen sein, weil sich, sobald der Wasserspiegel im Unterwasser gestiegen ist, die Geschwindigkeit verringert hat. Aber es würde auch eine Geschwindigkeit von etwa einem Drittel der oben rechnerisch ermittelten genügen, um die Flussohle auszukolken. Bei wagerechtem oder nach abwärts ansteigendem Abfallboden würde sich alsbald nach Beginn des Hochwassers am Wehre die wünschenswerte Wassertiefe herausbilden und das Wasser ruhiger abfliessen.

Der Vorgang bei Bildung des Kolkes ist vermutlich der gewesen, dass zunächst die Steinpackung der Flussohle hinter dem festen Abfallboden fortgerissen ist, wodurch das Gefälle an der Stelle noch verstärkt wurde. Infolgedessen hat sich die Auskolkung der Flussohle schnell vergrössert, bis schliesslich die Wassertiefe am Kolk so gross geworden ist, dass die Sohle desselben durch die Wasserwirbel nicht mehr angegriffen wurde.

2. Bei der Anlage Hagneck (Taf. XXXII, Fig. 3 und 4 und S. 474) hatte man einen mit 1 : 10 geneigten, glatten Abfallboden angeordnet. Das Wasser hat bald nach der Inbetriebsetzung den ganzen Pfahlrost hinter dem glatten

Abfallboden mitsamt den Faschinen und der Pflasterung fortgerissen. Hierbei ist vermutlich zunächst die Sohle hinter der Faschinenlage so weit ausgespült worden, bis die Pfahlreihe ihren Halt verlor und dann sind die anderen Pfahlreihen nacheinander gefolgt. Bei Hagneck besteht die Flussohle aus weicher Molasse, welche aber immerhin den Angriffen des Wassers einen erheblichen Widerstand entgegenzusetzen vermochte. Die Pfahlstellungen haben in diesem Falle insofern direkt schädlich gewirkt, als die Molasse durch das Einrammen der Pfähle gespalten und zerbröckelt worden war. Man hat den Kolk später bei ruhigem Wasser mittelst Trichtern durch Beton ausgefüllt und diese Befestigung soll sich bisher gut bewährt haben.

3. Schliesslich sei noch auf die Zerstörung des geneigten Abfallbodens bei dem Bembrillawehr der Anlage Bergamasca hingewiesen, worüber auf S. 363 Mitteilung gemacht ist. —

Beobachtungen an ausgeführten Anlagen mit steilem Absturz und wagerechtem oder sanft ansteigendem Abfallboden beweisen, wie nicht anders zu erwarten, dass das Wasser am Absturz einen grossen Teil seiner lebendigen Kraft einbüsst und dass das Wasser auf dem wagerechten Abfallboden verhältnismässig ruhig zum Abfluss kommt. Es ist wesentlich, dass die Wassertiefe hinter dem Wehre beim Eintritt von höheren und gefährlicheren Wasserständen möglichst schnell anwächst, damit die Geschwindigkeit $v = \frac{Q}{F}$ ermässigt wird. Das erreicht man gerade durch einen wagerechten oder besser noch mit einer kleinen Neigung nach aufwärts ansteigendem Abfallboden. Man geht am besten von der mittleren Sohlenhöhe des alten Flussprofils hinter dem Wehre an der Stelle aus, bis zu welcher man die Befestigung auszudehnen beabsichtigt und legt den Abfallboden wagerecht auf diese Höhe oder gibt demselben besser noch einen Fall nach dem Wehre zu. Wenn man dann dem Flussprofil am Ende des befestigten Abfallbodens diejenige Breite gibt, welche vor dem Einbau des Wehres vorhanden war, so werden sich bei allen Wasserständen angenähert auch dieselben Wassertiefen und Geschwindigkeiten entwickeln, wie sie im alten Flussprofil vor Einbau des Wehres herrschten. Es ist auch erwünscht, dass sich beim Eintritt höherer Wasserstände am Absturz schnell ein Wasserpolster bildet. Eine Wassertiefe von 0,5 bis 0,8 m bildet schon für das Sturzbett ein sehr wirksames Polster. Zur Erzielung des gewünschten Wasserpolsters hinter dem eigentlichen Wehrkörper bei Eintritt höherer Wasserstände kann es empfohlen werden, entweder am unteren Ende des befestigten Abfallbodens eine Stauschwelle anzulegen in Form einer kleinen Betonmauer mit abgeschrägter Vorderfläche (1 : 3 bis 1 : 5), steilem Abfall und wagerechtem (3 bis 4 h_1) langem Abfallboden, oder diese Stauschwelle im Anschluss an den befestigten Abfallboden durch schwere Steinfaschinen, welche man durch eine Reihe eingerammter Eisenbahnschienen an ihrem Platze festhält, zu bilden. An Stelle der Faschinen kann man auch lange Steinsäcke verwenden, welche durch Drahtgeflecht aus weichem, verzinntem Draht gebildet werden und u. a. beim Unterwasserkanal der Anlage Bergamasca zur Anwendung gekommen sind (Taf. IX, Fig. 6). Diese Steinsäcke lassen sich so schwer machen, dass sie weiter keiner besonderen Befestigung in der Sohle bedürfen. Wenn eine solche Staustufe nicht höher ist als etwa 0,50 bis 0,60 m, so erzeugt sie bei allen höheren und gefährlicheren Wasserständen in dem Wasserspiegel nur einen kleinen wellenförmigen Sprung, dessen Einwirkungen auf die unbefestigte Flussohle hinter der kleinen Staustufe durch wagerecht in Höhe der Sohle abgeglichene Steinschüttungen von 1,5 bis 3,0 m Länge unschädlich gemacht werden können.

Wenn die Absturzhöhe am Wehre gross ist, so kann es zweckmässig sein, zur Erzielung kleinerer Mauerstärken des vorderen Wehrkörpers und einer billigeren Ausführung eine oder mehrere Stufen einzulegen. Die Örtlichkeit wird meistens dafür Anhaltspunkte geben, ob man in solchem Falle die Gesamtlänge des Abfallbodens in gleiche oder ungleiche Teile teilt und wo man die Stufen anzuordnen hat (vergl. Anlage Les Clées, Taf. XIX, Fig. 2). Da aber der Absturzboden unmittelbar am Hauptwehr schon aus anderen Gründen meistens stärker zu machen ist, legt man am besten etwa $^2/_3$ bis $^3/_4$ des Gesamtabsturzes unmittelbar an das Wehr. Um für den Absturz am Wehr ein Wasserpolster zu erzeugen, wird man dann zweckmässig am Ende der ersten Stufe eine Mauer in Beton von 0,60 bis 1,0 m Höhe anlegen oder den Abfallboden vom Wehrkörper bis zum Ende der ersten Stufe um die angegebenen Masse ansteigen lassen. Durch kleine Schlitze in der letztgedachten Mauer oder durch Anlegung von Rinnen oder Röhren in dem ansteigenden Abfallboden kann dafür gesorgt werden, dass sich diese erste Stufe bei Niedrigwasser entleert, damit nicht durch Frost Zerstörungen eintreten können.

Gerade weil man das Interesse hat, auf dem Abfallboden des Wehres die Geschwindigkeit zu verringern, sollte man die Sohle nicht glatt, sondern künstlich rauh machen, sei es durch Pflasterung mit rauhen Steinen oder durch kleine unregelmässige Betonerhöhungen. Auch können Strauchfaschinen quer oder parallel zur Stromrichtung, welche mittelst festen Drahtes und in den Beton eingelassener eiserner Ösen gehalten werden, gute Dienste leisten. Voraussetzung für die letztgenannten Anordnungen ist allerdings, dass das Flusswasser nicht verunreinigt ist, sodass bei N.W. und höherer Lufttemperatur keine üblen Gerüche durch Fäulnis der auf dem rauhen Abfallboden zurückgehaltenen Schmutzteile zu befürchten sind. Als Beispiel sei auf die Anlage Rheinfelden (Taf. XLVII, Fig. 4) verwiesen, wo das Flusswasser rein ist und der natürliche, felsige Abfallboden hinter dem Überfallwehr durch Betonschüttung künstlich rauh gemacht wurde.

Die Länge, auf welcher man bei einem Wehr mit steilem Absturz und wagerechtem oder ansteigendem Abfallboden den letzteren künstlich befestigen muss, hängt in erster Linie von der natürlichen Beschaffenheit der Flussohle ab. Besteht dieselbe aus festem Felsen, so kann unter Umständen jede künstliche Befestigung entbehrlich sein. Man wählt wohl, wenn die Flussohle aus gröberem Kies und Sand besteht, die Länge des künstlich befestigten Abfallbodens gleich dem 5fachen der höchsten Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser. Besteht die Flussohle aus weicheren Bodenarten, so ist eine grössere Länge nötig. Wenn am Fusse eines hohen Wehres durch eine zweite kleine Staumauer ein Wasserpolster künstlich gebildet wird, so wird man die Länge des Abfallbodens hinter der letzteren nur nach der höchsten Wasserspiegeldifferenz an dieser zweiten Staustufe zu bemessen haben, weil die Geschwindigkeit des über das hohe Wehr stürzenden Wassers in dem Wasserpolster zum grössten Teile vernichtet wird.

Es mag in diesem Zusammenhange noch einmal auf die Wehranlage im Drac bei Avignonnet (Taf. XXXVII, Fig. 4) hingewiesen werden. Den Abfallboden hat man, um ein Wasserpolster zu bilden, allmählich ansteigen lassen. Den Abfallrücken des Wehrkörpers ebenso wie den Abfallboden hat man durch vorstehende Quadersteine rauh gemacht (Abb. 103, welche der Einfachheit wegen nebenstehend wiederholt ist). Die gewählte Form des Abfallbodens hat aber insofern nachteilige Wirkungen für die Flussohle hervorgerufen, als das Wasser mit einem Sprung vom Abfall-

boden in die alte, anfangs ungenügend befestigte Flussohle stürzen musste, solange nicht das Unterwasser erheblich über die Höhe des Abfallbodens gestiegen war. Man hat deshalb nachträglich noch die Flussohle hinter dem Abfallboden befestigen müssen (S. 500). Es wäre hier vielleicht zweckmässiger gewesen, den Abfallboden bei A der Fig. 4, Taf. XXXVII in einer senkrechten Stufe in die Höhe der alten Flussohle überzuführen (vergl. die punktiert angedeutete Sohlenbefestigung) und durch eine in der Fig. 4 gleichfalls punktiert angedeutete wulstartige Erhöhung bei A ein Wasserpolster auszubilden. Allerdings wäre dann diese wulstartige Erhöhung mit dem Mauerkörper solide zu verankern gewesen. Eine ähnliche Ausführung, wie die angedeutete, findet sich bei der Ennepe-Talsperre (Taf. LII, Fig. 12).



Ginge man bei der Wahl der Form für den Abfallrücken des eigentlichen Wehrkörpers von dem Gesichtspunkt aus, dass die Geschwindigkeit des Wassers, nachdem es die Krone passiert hat, möglichst zu verringern sei, so würde diejenige Form die beste sein, welche sich der parabolischen Gestalt des frei überfallenden Wasserstrahls anpasste, sodass der Wasserstrahl überall noch den Abfallrücken berührte. Auf die Leistungsfähigkeit des Überfalls hat es keinen nennenswerten Einfluss, welche Form man auch dem Wehrkörper hinter dem Überfallrahmen gibt, wenn die Neigung gegen den Horizont nur eine so starke ist, dass keine Verzögerung eintritt. Zur Berechnung der Parabelform des Wehrrückens könnte die folgende Überlegung dienen:

Bezeichnen: v die Geschwindigkeit des Wassers auf der Wehrkrone,
v_0 die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers,
h_1 die Überfallhöhe und $0{,}20\,h_1$ die Absenkung über der Wehrkrone,
Q die überfallende Wassermenge pro Sekunde,
b die Breite des Überfalls,
$k = \frac{v_0^2}{2g}$ die der Geschwindigkeit v_0 entsprechende Druckhöhe, dann ist bei vollkommenem Überfall die Geschwindigkeit des überfallenden Wasserstrahls $v = \frac{Q}{b\,(h_1 - 0{,}20\,h_1)}$

$$Q = {}^2/_3\,\mu\,.\,b\,.\,\sqrt{2\,g}\,\left[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right]$$

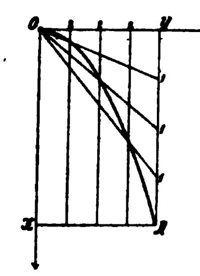
$$v = {}^2/_3 \frac{\mu}{0{,}8\, b_1} \cdot \sqrt{2g}\left[(b_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] \tag{38}$$

Nimmt man den Koordinaten-Mittelpunkt in Kronenhöhe und zwar in dem abwärtsgerichteten Rande des Überfallrahmens liegend an, dann ist, wenn die Fallzeit bis zu einem beliebigen Punkte mit τ bezeichnet wird:

$$y = v\tau \text{ und } x = g \cdot \frac{\tau^2}{2} \qquad y^2 = \frac{2v^2}{g} \cdot x \tag{39}$$

Hieraus lassen sich für die verschiedenen Werte von x die verschiedenen Punkte der Parabel berechnen. Am einfachsten ist es y nur für den Punkt A (Abb. 169) der Parabel zu berechnen, in welchem dieselbe in den wagerechten Abfallboden einschneidet. Teilt man dann OY und AY in eine gleiche Anzahl gleicher Teile, verbindet alle Teilpunkte (1) mit O und zieht von allen Teilpunkten (2) Parallelen zur X-Achse, so bilden die Schnitte Punkte der Parabel.


Abb. 169.



Man könnte dann zur Verringerung der Geschwindigkeit des abstürzenden Wassers die abwärts gelegene Parabelfläche des Wehrkörpers rauh machen, indem man, wie bei der Anlage Avignonnet, einzelne Steine vorstehen lässt (S. 643). Indessen das hat den Nachteil, dass sich Laub, Stroh und andere treibende Teile an den Vorsprüngen festsetzen, was oft nicht erwünscht ist. Da nun aber bei Wehren mit steilem Absturz das abstürzende Wasser auf dem Absturzboden ohnehin seine Geschwindigkeit zum grössten Teile einbüsst, so hat die verzögernde Wirkung eines parabelförmig ausgebildeten Abfallrückens keine grosse praktische Bedeutung. Fig. 6, Taf. LI zeigt ein Wehr mit parabelförmigem, glatten Absturzrücken und rauhem Abfallboden.

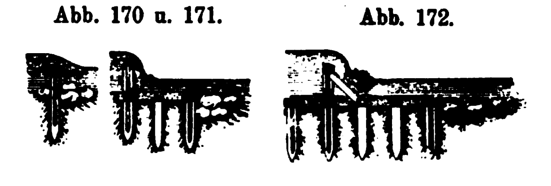
Bei den meisten ausgeführten Anlagen hat man entweder eine gerade Linie wie beim Lechwerk (Taf. LI, Fig. 3) oder eine kreisförmig gebogene Linie, wie bei dem grossen Tessinwehr (Abb. 157, S. 625), bei der Anlage Livet (Taf. XLI, Fig. 5), bei dem Wehre im Prahovaflusse der Anlage Sinaia (Taf. LI, Fig. 4) gewählt. Man wird sich bei der Wahl der Form für den Absturzrücken ausschliesslich von Rücksichten auf die Standsicherheit und auf die Kosten leiten lassen können, in welcher Beziehung der parabolische Abfallrücken allerdings als recht zweckmässig zu bezeichnen ist.

Handelt es sich um ganz kleine Wehrhöhen, welche bei höheren Wasserständen im Wasserspiegel nur einen kleineren Sprung erzeugen können und um Flussohlen aus grobem Kies, welche ohnehin eine ziemlich grosse Widerstandsfähigkeit besitzen, so ist natürlich auch die geneigte Lage des Abfallrückens und Abfallbodens technisch vertretbar. Um Beispiele hierfür zu geben, sei verwiesen auf das neue Brembowehr (Taf. VIII, Fig. 3) und das Brembillawehr (Taf. IX, Fig. 1) der Anlage Bergamasca, auf die Wehre der Anlagen Pont St. Martin (Taf. XIII, Fig. 3), Fure et Morge (Taf. XLII, Fig. 6). Aber bei all den 4 angeführten Beispielen hätte sich wohl noch an Material und Baukosten sparen lassen, wenn man steilen Absturz und wagerechten Abfallboden gemacht hätte. Bei dem Wehre Fure et Morge wurde wegen der geringen Höhe sehr viel Kies mit über die Krone gerissen und der Wehrrücken des in Beton ausgeführten Wehrkörpers wegen der durch den geneigten Abfallboden erzeugten grossen Geschwindigkeit sehr stark ausgeschliffen. Man hat deshalb nachträglich zum Schutze des Wehrrückens grosse Quadersteine und Zementblöcke auf den Wehrrücken gelegt und ihn künstlich rauh gemacht und geschützt.

Die stromaufwärts gelegene Fläche des Wehrkörpers und die Krone selbst müssen natürlich stets möglichst glatt gemacht werden, wenn man nicht absichtlich die sekl. überfallende Wassermenge verringern will.

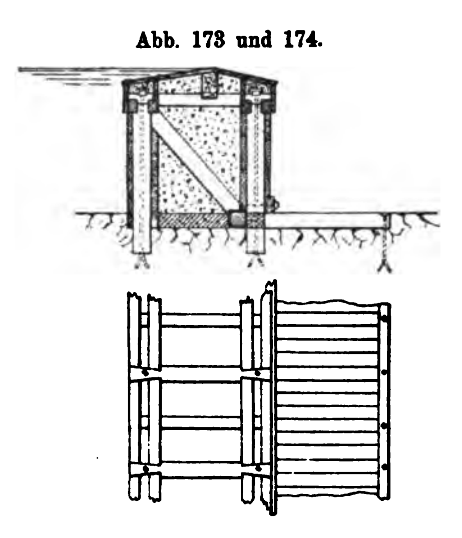
Wird das Wehr aus Werksteinen in Verband hergestellt, so sollte man die Fugen möglichst lotrecht zur ermittelten Drucklinie legen. Die Fugen der Verblendung müssen jedenfalls überall lotrecht zur sichtbaren Fläche gelegt werden und im übrigen so, dass eine feste Lagerung der einzelnen Quadern erzielt und eine Lockerung durch die auftretenden Kräfte ausgeschlossen ist. Wegen der Verankerung der Kronenquadern mittelst eiserner Bolzen sei auf das Beispiel des Wehres der Anlage Morbegno verwiesen (Taf. XVI, Fig. 3, 4 u. 5).

Abb. 170 u. 171. Abb. 172.



Häufiger findet man Ausführungen, bei denen der eigentliche Wehrkörper in Beton oder Stein und der Abfallboden in Holzkonstruktion ausgeführt ist. Es mag in dieser Beziehung genügen, auf zwei Beispiele zu verweisen, und zwar auf die Anlagen Kanderwerk (Taf. XXVI, Fig. 2) und Lechwerk Gersthofen (Taf. LI, Fig. 3).

Abb. 173 und 174.



B. **Feste hölzerne Wehre.** In holzreichen Gegenden, und wenn es sich um kleine Wehrhöhen handelt, können feste hölzerne Wehre aus Rücksicht auf die Ersparnis an Baukosten den Vorzug vor steinernen und Betonwehren verdienen. Unter hölzernen Wehren sollen solche verstanden werden, bei denen das Holz das wesentlichste Konstruktionsmaterial bildet.

Handelt es sich um einen geringfügigen Stau von nicht mehr als 50 cm, so kann unter Umständen eine einfache Spundwand, quer über das Flussbett geschlagen, welche oben mit Zangen oder mit einem Holm zusammengehalten wird, die Stelle eines Wehres vertreten (Abb. 170 und 171). Es kann dann bei kiesiger oder sandiger Flussohle auch genügen, die Sohle unterhalb des Wehres auf eine Länge von fünfmal der höchsten Wasserspiegeldifferenz mit einer Steinschüttung zu befestigen. Für ruhig fliessende Gewässer, welche keine groben Geschiebe mit sich führen, kann bis zu Wehrhöhen von 1,0 bis höchstens 1,25 m die in Abb. 172 dargestellte Bauweise empfohlen werden. Es ist zweckmässig, die Konstruktion so einzurichten, dass derjenige Teil des Wehres, welcher abwechselnd trocken liegt und überflutet ist, also dem Verfaulen ausgesetzt ist, konstruktiv von dem anderen, unvergänglichen Teil getrennt wird. Man zapft deshalb die Wehrstiele, welche durch Streben zu stützen sind, auf dem Fachbaum auf. Die Anzahl der Spundwände richtet sich nach der Bodenbeschaffenheit, jedenfalls muss die Tiefe der Spundwände mindestens so gross sein als die höchste Wassertiefe vor dem Wehr.

Bei grösseren Stauhöhen wird man schon zu etwas stärkeren Konstruktionen greifen müssen. **Für felsigen Untergrund** würde sich z. B. **die Konstruktion** (Abb. 173 und 174) **empfehlen.** Der Zwischenraum zwischen den beiden inneren Bohlenwänden wird am besten mit lehmigem Sand ausgefüllt. Erlaubt es die Rücksicht auf die Kosten der Anlage, dass man die Bohlenwände mit Nut und Federn versieht und sie dann kalfatert, sodass sie wasserundurchlässig werden, dann ist eine Ausfüllung mit grobem Kies genügend. Wenn das Füllmaterial auch die Dichtigkeit herbeiführen

soll, so kann empfohlen werden, den Zwischenraum mit 10 bis 15 cm hohen Lagen von lehmigem Sand ($^1/_1$ Lehm, $1^1/_4$ Sand) auszustampfen, auf welche (im Verhältnis von 10 Litern Kalk zu 1 cbm Füllboden) hydraulischer Kalk gestreut wird. Mittelst Stampfen, welche unten mit kreuzförmigen oder sternförmigen Rippen zu versehen sind, wird unter Anfeuchtung das Material zugleich zusammengedrückt und gemischt (vergl. Anlage Jonage-Cusset-Lyon S. 510). Wenn es sich nicht um grosse Massen, sondern nur um eine verhältnismässig geringe Wehrlänge handelt, so ist es wohl am einfachsten, das Füllmaterial vor dem Einbringen mit Schippen zu mischen. Die äusseren Bohlenwände dienen im wesentlichen zum Schutze des tragenden Holzwerkes. Durch Ausfüllen des Raumes zwischen je zwei Bohlenwänden einer Stielreihe mit fettem Ton oder einer Mischung von lehmigem Sand und Kalk kann man die Dichtigkeit noch erhöhen. — Ist der Felsen in dünnen Platten parallel zur Flussohle lagerhaft und deshalb die Dichtigkeit zweifelhaft, so ist es sehr zu empfehlen, vor und hinter dem Wehre die Sohle durch Beton in einer Gesamtlänge von mindestens dem Vier- bis Fünffachen der höchsten Wasserspiegeldifferenz abzudichten. Man muss eben dann durch die Länge der dichten Sohle die Reibungslänge etwaiger Wasseradern im Boden so zu vergrössern suchen, dass auch beim höchsten Druck Gleichgewicht herrscht. Zu beachten ist noch, dass der Wehrrücken in der Krone durch ein festes und glattes Material abzudecken ist. Man legt denselben zweckmässig etwas geneigt und zwar in der Stromrichtung ansteigend an, um eine gute Führung des Wassers bis zum Rande des Überfalls zu erzielen und Sohleneinschnürung zu vermeiden[10]). Da man die Streben zur Versteifung der Konstruktion mit einer Neigung von 1 : 1 bis 1 : 1,5 stellt, so ergibt sich die Breite des Wehrkörpers ungefähr gleich dem ein- bis anderthalbfachen der Höhe.

Handelt es sich um eine durchlässige Flussohle, so ist in erster Linie dafür zu sorgen, dass Unterspülungen und Auskolkungen verhindert werden. Als Schutzmittel bei festen hölzernen Wehren wird man meistens mehrere Reihen von Spundwänden anzuwenden haben.

Für reissende Flüsse mit grosser Geschiebeführung muss die Konstruktion besondere Festigkeit besitzen und kann in dieser Hinsicht wohl das Brembowehr (Taf. VIII, Fig. 3) als Vorbild empfohlen werden, wenn man abweichend den Abfallboden wagerecht, also nicht, wie dort, geneigt macht.

Eine Konstruktion, wie sie Abb. 175 zeigt und früher ziemlich häufig ausgeführt wurde, ist nicht zu empfehlen. Jedenfalls müsste bei weicheren Bodenarten die Steinpackung, wie sie in der Zeichnung dargestellt ist, ganz erheblich weiter nach abwärts ausgedehnt werden.

Beträgt die Wasserspiegeldifferenz mehr als 2,0 m, so wird man bei hölzernen Wehren gut tun, den Abfallboden treppenförmig anzulegen. Handelt es sich um ein sehr langes Wehr auf felsigem Untergrund, wo weder die Unterspülung unter, noch die Auskolkung an der Sohle hinter dem Wehr in Frage kommt und auf Dichtigkeit, wegen der reichlich vorhandenen Wassermengen nicht besonders zu achten ist, so kann in Gegenden, wo Holz billig zu haben ist, die in Abb. 176 dargestellte Konstruktion in Frage kommen.

Muss aber auf Dichtigkeit besonders gesehen werden und besteht die Gefahr der Unterspülung, so werden Konstruktionen nach Taf. LI, Fig. 7 am Platze sein; nur

---

10) Zweckmässiger als die in Abb. 173 dargestellte Konstruktion wäre die gewesen, den Überfallrahmen ganz an die abwärts gerichtete Seite der Wehrkrone zu legen, weil dann das Holzwerk der Wehrkrone meistens unter Wasser bleiben und dem Verfaulen weniger ausgesetzt sein würde.

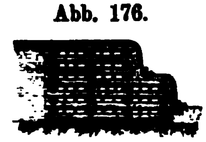
würde es sich empfehlen, die Krone geneigt und zwar nach dem Unterwasser zu ansteigend anzulegen (Abb. 173 und Fussnote 10), was auch den Vorteil hat, dass das Holzwerk der Krone meistens unter Wasser bleibt und besser gegen Verfaulen geschützt wird.

Bei Stufenwehren in Holzverband ist die Zahl der Stufen zu beschränken, d. h. es ist nicht mehr als eine Zwischenstufe zwischen Krone und Unterwassersohle zu machen. Mit jeder Zwischenstufe wächst die Zahl der Holzverbindungen und damit der schwachen Stellen der Konstruktion. Grössere Wasserhöhen als höchstens 3,0 m über Flussohle wird man in Holz heute nur noch in Ausnahmefällen ausführen.

Abb. 175.



Abb. 176.



Die Ufereinfassungen bei hölzernen Wehren werden oft aus Stein oder Beton hergestellt, weil sich der Uferanschluss so am leichtesten und sichersten ausführen lässt. Sollen die Ufereinfassungen in Holz ausgeführt werden, so wird man am besten denjenigen Teil der hölzernen Uferwand, welcher unter Wasser bleibt und daher unvergänglich ist, durch einen starken Holm von dem oberen Teil, welcher von Zeit zu Zeit zu erneuern ist, trennen. Auf den Holm werden dann die Stiele der Bohlenwand aufgesetzt und dahinter der Bohlenbelag gelegt. Die Entfernung der Stiele richtet sich nach der Höhe der Wand und nach dem Material, welches als Hinterfüllung dient, d. h. nach dem höchsten zu erwartenden Erddruck. Bei den meisten praktischen Beispielen schwankt die Entfernung der Stiele von Mitte zu Mitte zwischen 0,75 bis 1,50 m. Die Standsicherheit gegen Umkippen erhält die Uferwand durch eiserne und hölzerne Erdanker, welche vorn an einem Längsbalken angreifen, damit die einzelnen Stiele der Bohlenwand nicht durch die Bolzenlöcher geschwächt werden.

Bei hölzernen Uferwangen ist besonders sorgfältig darauf zu achten, dass diese Wangen nicht hinterspült werden, denn ohne besondere Schutzmassregeln würden sich sehr leicht hinter der Bohlwand Wasseradern bilden. Um das zu verhindern, müssen die Spundwände des eigentlichen Wehrkörpers so weit beiderseits in die Ufer eingreifen, dass die Reibungsverluste einer Wasserader, welche mit Umgehung der Spundwände sich von Ober- zu Unterwasser bilden könnte, mindestens eben so gross sind als diejenigen unter dem Wehre. Da nun aber Holzwände oberhalb des niedrigsten Wasserspiegels sehr bald verfaulen und Reparaturen immer Aufgrabungen nötig machen würden, welche unter Umständen Betriebsstörungen hervorrufen könnten, so ist es am besten, über dem niedrigsten Wasserspiegel auf die Verwendung von Holz hierbei ganz zu verzichten. Zu diesem Zwecke wird man in der Länge der in die Ufer eingreifenden mittleren Spundwände einen Kern entweder aus fettem Ton oder fettem Lehm oder aus Beton stampfen, welcher die Dichtigkeit gewährleistet (Kap. III, § 1, B. Talsperren). Statt dessen kann auch zwischen den mittleren Spundwänden eine Trockenmauer mit Moosfugen bis zum höchsten Wasserspiegel hinauf errichtet und diese an der flussaufwärts gelegenen Fläche mit einem abdichtenden Lehm- oder Tonschlag versehen werden, welcher dann erheblich dünner sein kann als ein Kern aus Ton. Sollten sich nach der Ausführung kleinere Wasseradern in den Ufern bilden, so kann bei der letztgedachten Bauweise ihre allmähliche Dichtung meistens ohne weiteres Zutun erwartet werden. Nötigenfalls muss durch Verstärkung des Tonschlages die Dichtigkeit herbeigeführt werden.

7. Bewegliche Wehre. Wie bereits oben angeführt, muss in der Regel mit einem festen Wehr ein Grundablass zur Beseitigung der Ablagerungen vor dem Wehr verbunden sein. Insofern wären die festen Wehre in ihrer Mehrzahl eigentlich als „zusammengesetzte Wehre“ zu bezeichnen.

Es gibt aber zahlreiche Fälle, wo die Stauhöhe bei höherem Wasserstande durch den Überfall und den Grundablass nicht genügend geregelt werden kann und deshalb das ganze oder ein grösserer Teil des Flussprofils bei Hochwasser freizulegen ist. Ferner verlangt Rücksicht auf die Flösserei oft bewegliche Wehrteile. Findet auf dem Flusse, in welchem das Wehr anzulegen ist, Schiffahrt statt, so wird man allerdings meistens den Werkkanal gleichzeitig für die Schiffahrt einrichten, um die Gefahren und Nachteile zu beseitigen, welche grosse Geschwindigkeiten und flaches Wasser im Flusse für die Schiffahrt verursachen. Dagegen wird es für die Flösserei meist vorgezogen, zumal dieselbe oft nur bei gewissen Wasserständen während einiger Monate stattfindet, die Stufe am Wehr ohne Benutzung von Schleusen durch sogenannte Flossgassen zu überwinden.

Man kann die verschiedenen Lösungen beweglicher Wehre etwa in drei Gruppen einteilen und zwar:

1. Das bewegliche Wehr wird neben ein festes Wehr gelegt.
2. Das bewegliche Wehr wird auf ein festes gesetzt.
3. Das ganze Wehr wird beweglich gemacht.

Für den beweglichen Teil eines Wehres ist die einfache, sichere und billige Handhabung die Hauptsache. Ferner kann die Zeit, in welcher ein gewisser Teil des Durchflussprofils freigemacht werden muss, eine wichtige Rolle spielen. Schliesslich kommt bei Wasserkraftanlagen die Forderung einer möglichst vollkommenen Dichtigkeit dazu.

Vor allen bislang bekannten Konstruktionen beweglicher Wehre verdient für Wasserkraftanlagen das **Schützenwehr** den Vorzug und hat tatsächlich auch in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle Anwendung gefunden und zwar aus folgenden Gründen:

a) Das Schützenwehr ist für alle in der Praxis vorkommenden Stauhöhen verwendbar.

b) Es bietet die grösste Sicherheit für den Betrieb, weil die Hebung und Senkung der Schützentafel bei dem heutigen Stande der Technik so gut wie unter allen Umständen gesichert werden kann.

c) Es lässt sich am einfachsten und sichersten dicht herstellen.

d) Die Bedienung ist die billigste, einfachste und sicherste.

e) Die Zeit für die Öffnung der Wehrverschlüsse lässt sich durch Verwendung maschineller Antriebsmittel innerhalb der in der Praxis vorkommenden Grenzen beliebig abkürzen. Namentlich durch Verwendung von Elektromotoren ist ein schneller Antrieb der Bewegungsmechanismen auf die einfachste Weise herzustellen.

f) Schützenwehre lassen sich auch da verwenden, wo verlangt wird, dass das ganze Flussprofil frei zu legen ist, da sich auf einfache Weise Vorrichtungen treffen lassen, um die Griesständer (Losständer) emporzuziehen.

Die Schützentafeln sind entweder aus Holz oder Eisen, und sie stützen sich an Stärdern oder Pfeilern aus Holz, Eisen oder Stein. Die Länge der Schützentafel ist ab-

hängig von dem verwendeten Material. Holztafeln können in grösserer Länge als 5,0 m meistens nur bei kleinen Wasserdrücken in Frage kommen. Eiserne Schützen können bei Wasserdrücken von 1,0 bis 1,5 m Längen von 25,0 bis 30,0 m haben. Bei der Anlage Sault St. Marie sind eiserne Schützentafeln von 14,6 m Länge und 8,0 m Höhe verwendet. Es kann also durch Schützenwehre auch allen Ansprüchen auf lichte Weiten im Interesse von Wasserdurchfluss und Flösserei entsprochen werden, da es sich bei Wasserkraftanlagen doch in der Regel nur um obere Flussläufe handeln wird.

a) Hölzerne Schützenwehre. Taf. LI, Fig. 8 bis Fig. 11 stellen einen ganz einfachen Typ eines hölzernen Wehres mit fester Griessäule dar, welcher natürlich ebenso für grössere Flussbreiten verwendbar wäre.

Tafel LI, Fig. 12 und 13 geben die Darstellung eines hölzernen Wehres mit beweglichen Griessäulen, sogenannten „Losständern". Der Fachbaum b ist an den Stellen, wo die Griessäule ihren Platz finden soll, unterbrochen, um das Loch zu schaffen, in welches der Losständer hineinzulassen ist. Der Rand dieses Loches ist mit Eisenbeschlägen zu sichern und der Losständer selbst unten mit schweren Beschlägen zu versehen, damit er leichter heruntergebracht werden kann. Die Bedienungsbrücke, welche so auszubilden ist, dass sie den Druck der Losständer aufnehmen kann, überspannt entweder in einer Öffnung den ganzen Fluss und muss dann unter Umständen als Fachwerksträger ausgebildet werden, oder stützt sich auf einzelne Pfeiler, wenn es genügt, dass nur ein Teil der Flussöffnung freigelegt wird. In der Regel werden die Losständer so lang gemacht, dass die Schütze überall noch Anschlag an den Ständer findet, auch wenn sie bereits über den höchsten Wasserspiegel heraufgezogen ist.

Sind die höheren Wasserstände von längerer Dauer, so werden die Schützen und Losständer ganz ausgehoben und in einem Schuppen untergebracht, um ihre Lebensdauer zu vergrössern.

Eine andere Lösung ist die, dass man die Losständer an horizontalen Drehbolzen beweglich so an der Bedienungsbrücke befestigt, dass sie mit den hochgezogenen Schützen gemeinschaftlich gegen die Stromrichtung hochgeklappt und dann unter der Brücke festgelegt werden. Bei solcher Konstruktion wählt man für die aufgestellten Losständer zweckmässig nicht mehr eine lotrechte, sondern eine schräge Stellung, damit man auf dem Fachbaum oder der betonierten Flussohle keine vorstehenden Anschläge für die Losständer nötig hat. Ein sehr nachahmenswertes Beispiel dieser Art bei Ausführung in Eisen bietet das Schützenwehr der Anlage St. Maurice-Lausanne (Taf. XXIX, Fig. 2 u. S. 455). Man kann diese Konstruktion der Losständer unschwer auch auf Holz übertragen, es sei denn, dass wegen der erforderlichen Bruchfestigkeit die Abmessungen hölzerner Losständer zu gross werden. Die Bedienung ist eine äusserst einfache und ganz sichere (vergl. auch Fussnote 11, S. 651).

Als ein anderes gutes Beispiel eines Wehres mit Losständern, welche um ein an der Bedienungsbrücke angebrachtes wagrechtes Scharnier drehbar sind, sei hier das bekannte, bereits im Jahre 1875 erbaute Wehr bei Pretzien genannt, obwohl bei demselben sowohl die Losständer als auch die Schützentafel aus Eisen hergestellt sind. Das Wehr sperrt bis zu einem Stau von 3,0 m einen alten Arm der Elbe oberhalb Magdeburgs ab. Bei höheren Wasserständen wird das Wehr geöffnet, um die Elbe zu entlasten und um Magdeburg vor Hochwasser zu schützen. Die eisernen Losständer stehen hier senkrecht und sind in der Sohle durch je einen eisernen Schuh und eine Fangvorrichtung gehalten. Das Wehr ist durch 8 massive Mittelpfeiler in 9 mit 2 eisernen Brücken überspannte Öffnungen von je 12,554 m l. W. eingeteilt, welche ihrerseits durch 8 Losständer in 9 Öffnungen von je 1,31 m l. W. zerlegt sind. Jede Schützenöffnung wird durch 4 übereinander angeordnete eiserne Buckelplatten von je 0,837 m Höhe geschlossen. Die Losständer werden wegen des sich im Oberwasser bildenden Eises nach dem Unterwasser zu durch je eine an der Fangvorrichtung des Losständers

befestigte Kette mittelst einer fahrbaren Winde emporgezogen, nachdem zuvor die den Verschluss bildenden Buckelplatten durch Ketten und durch dieselbe fahrbare Winde herausgehoben sind. (Zentralbl. d. Bauverw. 1884. S. 499, 512 und 537).

b) Schützenwehre in Stein und Eisen. Wie man grössere Längen beweglicher Wehre am besten in steinerne oder eiserne Pfeiler und wie man die Stauhöhen in einzelne übereinanderliegende Schützentafeln auflöst, ist durch die im Teil II gegebenen Beschreibungen der Anlagen Wangen (S. 422 und Taf. XXII), Beznau (S. 433, Taf. XXV), Chèvres (S. 446, Taf. XXVII), St. Maurice-Lausanne (S. 455, Taf. XXIX), Hagneck, (S. 474, Taf. XXXII), Rheinfelden (S. 578, und Taf. XLVII) am besten erläutert, und es mag hier lediglich darauf hingewiesen werden, um Wiederholungen zu vermeiden.

Bei Ausbildung der Profile von Steinpfeilern beweglicher Schützenwehre wird man, um die Einschnürung des durchströmenden Wassers möglichst zu verringern, die steinernen Pfeiler bis zum höchsten Wasserspiegel mit Vorköpfen versehen, welche entweder die Form von Kreisbögen oder Spitzbögen oder von spitzwinkligen, an den Ecken abgerundeten Dreiecken haben. Um Wirbelbildungen zu vermeiden, gibt man am besten den hinteren Köpfen der Pfeiler auch eine ähnliche Form.

Zur Vornahme von Reparaturen und um schlimmstenfalls, wenn sich wider Erwarten einmal ein Festklemmen einer Schützentafel ereignen sollte, die Ursache beseitigen zu können, legt man in den Pfeilern fast immer Dammbalkenschlitze an. Die Dammbalken bestehen entweder aus Holz oder Eisen, je nach der Breite der Öffnung und dem Wasserdruck und es sind Breite (Profile des Dammbalkens) und Tiefe (Auflagerpressungen) der Schlitze entsprechend einzurichten. Bei grösseren Stauhöhen von mehr als 6,0 bis 7,0 m und grossen lichten Weiten von mehr als 10,0 m ist es zweckmässig, vor und hinter den Schützen je zwei Dammbalkenschlitze anzulegen, um durch zwei Reihen Dammbalken sowohl den nötigen Widerstand gegen den Wasserdruck als durch Ausfüllung des Zwischenraums eine grössere Dichtigkeit erzielen zu können.

Die Entfernung der Dammbalkenschlitze von den Schützen muss gross genug sein, um noch einen genügenden Arbeitsraum frei zu lassen. Bei Chèvres z. B. beträgt, bei 9,0 m Stauhöhe und 10,0 m lichter Weite zwischen den Pfeilern, die Entfernung des stromaufwärts gelegenen Dammbalkenschlitzes ca. 2,75 m, des abwärts gelegenen etwa 3,75 m von der Schütze. Ist die Entfernung zwischen zwei Steinpfeilern sehr gross, so kann man die eisernen Griesgitterböcke als Stützpunkte der Dammbalken ausbilden. Für eine Reparatur an einer Schützenöffnung aufwärts des Verschlusses muss aber doch die ganze Öffnung zwischen zwei Steinpfeilern abgeschlossen werden. Wollte man das vermeiden, so müssten die eisernen Zwischenpfeiler entweder als dichtschliessende Kastenträger in Eisen oder durch eine Bekleidung mit Holzbohlen oder armierten Beton zu einer dichtschliessenden Pfeilerwand ausgebildet werden.

Bei der Anlage Wangen beträgt die Entfernung der Steinpfeiler voneinander von Mitte zu Mitte 37,24 m. Man kann dort beim gewöhnlichen Stau an die Gitterpfeiler abwärts der geschlossenen Schützen überall heran, weil das Wehr hinter den Schützentafeln fast vollkommen trocken liegt. Reparaturen an den Schützentafeln selbst kann man, wenn sie hochgezogen sind, vornehmen. Dennoch hat man (vergl. § 3 dieses Kap.) vor den Schützen doppelte Dammbalkenschlitze in den Steinpfeilern angebracht.

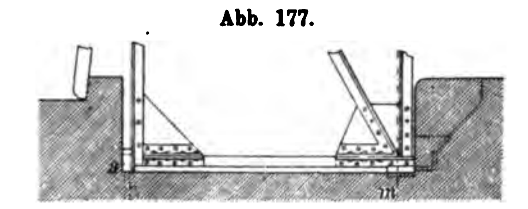
Wenn loses Flossholz auf dem Flusse treiben kann, so ist es geboten, die Seitenflächen eiserner Gitterpfeiler durch starke Bohlen so weit zu bekleiden, dass sich Hölzer nicht in denselben mit einem Ende festsetzen und als Hebel wirkend dieselben zerstören können.

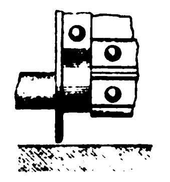
Um den dichten Schluss der Schützen an der Sohle zu sichern, wird die Auflagerfläche bei massiven Wehren meist aus einem gehobelten Stahl- oder Gusseisenstück gebildet. Dasselbe muss eine solche Form haben, dass Kies, grober Sand, Holzstücke oder andere Hindernisse nicht darauf festgehalten werden können. Das Wehr der Anlage Chèvres (Taf. LV, Fig. 3) kann in dieser Beziehung als gutes Muster dienen. Übrigens wird beim Herunterlassen einer Schützentafel der Strom unter derselben so stark, dass bei richtiger Anlage der Auflagerfläche auf völlige Reinspülung mit Sicherheit gerechnet werden kann.

c) **Rolladenwehre.** Von anderen beweglichen Wehren kann man nur noch mit Rolladenwehren ähnliche Stauhöhen schliessen wie mit Schützen. Ein Beispiel bietet das Rolladenwehr der Anlage Hagneck (Taf. XXXII, Fig. 4 bis 7 und S. 475). Die nach dem gestauten Wasser zu liegenden Enden der Rollketten sind lose und mit der Rolltafel nicht verbunden. Werden die losen Ketten angezogen, so rollt sich die Tafel auf, weil der Wasserdruck die Rolle fest gegen die Losständer presst.

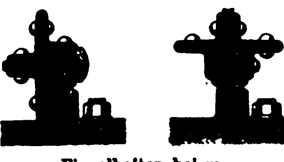
Diese Art Wehre verdanken ihre Entstehung dem Umstande, dass man zum Dichten der Nadelwehre in Teer getränkte Leinwand auf die Vorderfläche der Nadel auflegte. Um das Aufrollen der Leinwand mittelst Ketten möglich zu machen, wurden auf derartige Decken Holzstäbe befestigt. Diese Anordnung hat den französischen Ingenieur Cameré auf den Gedanken gebracht, die Holzstäbe durch Gelenke zu verbinden und so stark zu machen, dass man die Nadel weglassen konnte. Solche Wehre sind bei sehr guter Unterhaltung ziemlich dicht und sie lassen sich auch leicht, bequem und schnell bedienen. Nur der dichte Anschluss an die Sohle bildet eine gewisse Schwierigkeit. Die Rolladenwehre gestatten, da sie meistens aus Holzstäben hergestellt sind, nur eine beschränkte lichte Breite zwischen zwei Pfeilern. Man kann aber Rolladen noch bei verhältnismässig grossen Stauhöhen verwenden, wo bei Verwendung hölzerner Schützentafeln wegen der Schwierigkeit des Aufziehens schon mehrteilige Tafeln zur Verwendung kommen müssten[11].

Abb. 177.





Einzelheiten bei a



Einzelheiten bei m

d) **Nadelwehre.** Ihrer grossen Einfachheit wegen finden Nadelwehre bei Wasserkraftanlagen häufiger Anwendung. Das erste Nadelwehr wurde bekanntlich mit

[11]) Rollvorhangsschütze. Engng. news 1886. S. 386. — Ferner das Rolladenwehr bei Poses in der unteren Seine von Cameré und Lagrené Nouv. ann. de la constr. 1899. S. 18—24. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882. S. 521. Das Wehr bei Poses hat eine Länge von 243,7 m und ist durch 6 Mittelpfeiler in 7 Öffnungen von je 30,16 m l. W. zerlegt, deren jede sich durch 23 aus eisernem Fachwerk hergestellte Losständer von 11,93 m grösster Länge, sowie durch 24 dazwischen liegende, als Rolltafeln konstruierte Schützen abschliessen lässt. Der gewöhnliche Stauspiegel liegt 3,95 m über dem Unterwasser und der höchste Stauspiegel noch um 1,37 m höher. Die Losständer stehen nahezu senkrecht und werden in der Sohle durch einen Anschlag gehalten. Die Scharniere sitzen an dem Untergurt des stromaufwärts gerichteten Brückenträgers. Von einer stromaufwärts liegenden zweiten Brücke aus werden die Losständer mittelst Ketten und Winden emporgezogen und in wagerechter Lage unter der letztgedachten Brücke festgemacht. Nach demselben Muster sind Wehre in der Seine noch zu Bezons, Andresy, Port Villez und Martôt ausgeführt.

niederlegbaren Gitterböcken von Poirée im Jahre 1834 bei Epineau über die Yonne gebaut und zwar so, dass die ganze Wehrbreite freigelegt werden konnte. Die Länge der Nadel bei diesem Wehre beträgt 2,50 m, wovon 0,30 m auf die Handhabe entfallen. Die Nadeln sind 0,07 m breit und 0,04 m dick (Taf. LI, Fig. 12 u. 13).

Bei der Wasserkraftanlage Paderno wurde in den Jahren 96 bis 98 auf das alte 130,0 m lange feste Wehr der Adda ein Nadelwehr aufgesetzt, um den Stau bei N.W. um 2,0 m zu erhöhen. Das alte Wehr hatte früher für die Zwecke eines Schiffahrtskanals gedient und musste mit Rücksicht auf die durch das Nadelwehr vergrösserte Druckhöhe erheblich verstärkt werden (Taf. LI, Fig. 14 bis 16).

Da an früheren Nadelwehren Brüche der Drehachsen vorgekommen waren, wurden dieselben beim Addawehr aus einem besonderen Stahlstück von 40 mm Durchmesser gebildet. Besser ist wohl eine Konstruktion nach Abb. 177, bei welcher Biegungsmomente der Drehachse ganz vermieden sind. Die Nadeln beim Addawehr, welche 80 auf 100 mm stark sind, legen sich unten gegen einen kräftigen Ansatz der in Granit hergestellten Wehrkrone und stützen sich oben gegen einen kräftigen Rundstab aus Stahl, welcher auf den Böcken durch Ösen und Bolzen festgemacht ist und sich seinerseits an einigen Punkten gegen ein Winkeleisen stützt. Dieses Winkeleisen wird durch Streben, welche von den Böcken aus in Ösen eingehakt werden, versteift. Bei N.W. werden nach dem Muster des Caméréschen Vorschlages auf die Vorderfläche der Nadeln in Teer getränkte und mit Holzleisten versehene Leinwanddecken zur Abdichtung angebracht, welche mittelst Seilen auf- und abgerollt werden können.

Die Böcke bei Nadelwehren können nacheinander mittelst Ketten, welche von Bock zu Bock gehen, heruntergeklappt und aufgerichtet werden. Bei dem ursprünglich Poiréeschen Wehre und auch bei mehreren Nachbildungen, wie z. B. bei dem bekannten Presselschen Wehre in der Reuss bei Luzern, werden die Bohlen des Laufsteges zugleich für den oberen Anschlag der Nadeln benutzt und durch Bolzen oder Haken so mit den Gitterböcken verbunden, dass sie dieselben in der aufrechten Lage halten. Stabiler wird das Wehr zweifellos, wenn wie bei dem Padernowehr ein besonderer oberer Anschlag für die Nadel in Eisen hergestellt wird. Die Entfernung der niederlegbaren Böcke beträgt 1,0 bis 2,5 m. Die Höhe der Nadel übersteigt das Mass von 3,0 m in der Regel nicht, wovon die oberen 30 bis 40 cm als Handgriff für das Einsetzen und Herausnehmen dienen. Da die Nadeln von Hand eingesetzt und herausgenommen werden müssen, so dürfen sie nicht zu schwer sein, damit ein, höchstens zwei Mann sie bequem handhaben können. Die Nadeln sind immer aus Holz und wenn man die zulässige Inanspruchnahme zu 60 kg pro qcm annimmt, so ergibt sich die Dicke der Nadel in cm $= \frac{l}{10} \cdot \sqrt{t/3}$, wenn l die halbe Länge der Nadel in cm und t die Tiefe des wirksamen Wasserdrucks vor der Nadel in m bedeutet.

Damit man nicht jede einzelne Nadel beim Herunterlegen des Wehres herauszunehmen braucht, kann man die Nadel mit Ösen versehen, durch welche Drahtseile gezogen werden. Man kann auf diese Weise ganze Gruppen von Nadeln an das Ufer heranziehen und dort herausheben.

Werden Nadelwehre mit festen Böcken verwendet, so kann die Entfernung der Böcke eine grössere sein, da man den oberen Anschlag der Nadel als vollkommen steife Konstruktion herzustellen vermag. So beträgt z. B. bei dem Wehre am Firingswasserfall bei Skin in Norwegen die lichte Entfernung der in Holz konstruierten und in der felsigen Sohle verankerten Böcke 4.80 m. Die Nadeln sind hier 3,93 m lang und haben quadratischen Querschnitt von 0,09 m Seite.

Bei der Wasserkraftanlage Turbigo ist der Naviglio Grande durch ein Nadelwehr geschlossen (Taf. V, Fig. 1 und Seite 357, sowie Abb. 178), dessen Gitterböcke denjenigen des Padernowehrs nachgebildet sind. Ursprünglich wollte man den Naviglio Grande durch einen Damm abschliessen, um ihn aber bei etwaigen grösseren Reparaturen am Kanaleinlauf für die Wasserabführung benutzen zu können, hat man ein Nadelwehr schliesslich vorgezogen.

Ein Niederlegen der Böcke kommt hier nur ausnahmsweise in Frage. Da man entgegen der ursprünglichen Absicht auf die vordere Fläche des Nadelwehres Decken aus geölter Leinwand noch nicht gelegt hat, sind die Wasserverluste am Nadelwehr ziemlich erheblich.



Abb. 178. **Nadelwehr im Naviglio Grande der Wasserkraftanlage Turbigo.**



Wegen der vielfachen Verbesserungen der Konstruktionseinzelheiten, welche die Nadelwehre im Laufe der Zeit erfahren haben, muss auf die Spezialliteratur verwiesen werden[12]).

e) **Die Klappenwehre.** Eine mannigfache Ausbildung haben die Klappenwehre gefunden und zwar besonders in kanalisierten Flüssen. Kleinere sehr einfache Klappenwehre sind bei der Anlage Bergamasca (Taf. VIII, Fig. 4 und S. 362) und Kanderwerk (Taf. XXVI, Fig. 2 und 7 und S. 436) dargestellt und beschrieben.

Da Klappenwehre bei Wasserkraftanlagen bisher nur selten Verwendung gefunden haben, kann auf ihre Beschreibung hier verzichtet werden. Es seien an dieser Stelle von den Klappenwehren nur erwähnt:

---

[12]) Lagrené, Navigation intérieure. 3. Bd. 1882 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882.
Hans, La Canalisation de la Meuse en Belgique. Bruxelles 1880. Handb. d. Ing.-Wissensch. 1892. Bd. III. S. 298 u. 299.
P. Guillemain, Navigation intérieure. Rivières et Canaux. Paris 1885.
Minard, Cours de construction. Paris 1841.

Diejenigen nach N. Thenard[13]), Chanoine[14]), Lagrené[15]), Krantz[16]), Pasqueau[17]), Frassi[18]), Girard[19]), Josiah White[20]), Carro[21]), Doell[22]) u. a.

Eine besondere Art der Klappenwehre stellen die sogen. Trommelwehre dar. Das System ist von Desfontaines erfunden und von diesem zur Erhöhung der massiven Überfallwehre der kanalisierten Marne zwischen Paris und dem Rhein-Marnekanal 1860 angewendet worden. Wesentliche Verbesserungen an dem Wehre hat Mohr vorgeschlagen und nach seinen Projekten sind je eine Wehranlage in der Küddow und später in der Spree bei Charlottenburg zur Ausführung gebracht[23]). Das Trommelwehr in der Spree bei Charlottenburg dient zum Abschluss eines Flöss- und Schiffsdurchlasses von 10,0 m lichter Weite. Die Höhe der oberen Klappe beträgt 2,960 m. Der höchste Wasserdruck etwa 2,5 m.

Klappen- und Trommelwehre kommen überhaupt nur für Stauhöhen bis zu höchstens 3,50 m in Betracht. Sie haben alle den Vorzug, dass sie schnell und einige Arten noch den, dass sie selbsttätig niedergelegt werden können. Die Trommelwehre haben sich als vollkommen betriebssicher erwiesen und sind auch verhältnismässig dicht. Bei den übrigen Klappenwehren kann man nicht sicher sein, dass sie unter allen Umständen funktionieren,

---

13) Thenard konstruierte zuerst 1829 auf dem Isle-Fluss ein grösseres Klappenwehr (J. Schlichting, Handbuch der Ing.-Wissenschaften. Wasserbau. Bd. III. 1892. S. 303).

14) Chanoine konstruierte 1850 nach dem Vorbilde des Thenardschen Wehres ein zum Abschluss eines Schiffdurchlasses dienendes Klappenwehr von 2,15 m Klappenhöhe in der Seine bei Courbeton (Handb. d. Ing.-Wissensch. 1892. Bd. III. S. 304).

15) Lagrené, Navigation intérieure. 3. Bd. 1873.

16) Krantz erbaute unter anderen ein nach ihm genanntes Klappenwehr bei Dinant, Belgien, in der Maas (Handb. der Ing.-Wissenschaften. Wasserbau. Bd. III. 1892. S. 305).

17) Pasqueau erbaute im Jahre 1879 in der Saône bei Mulatière am Zusammenfluss mit der Rhone ein Klappenwehr von 103,60 m lichter Weite. Die Klappen sind je 1,40 m breit und 4,36 m hoch, der Stau beträgt bis zu 3,50 m.

Pasqueau, Barrage de la Mulatière. Lyon 1879. Application du Système Pasqueau aux barrages de l'Ohio et de la Kanavha. Bordeaux 1885.

18) Der italienische Ingenieur Frassi erbaute Anfang der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts im Lambro bei Limate, Provinz Pavia ein Klappenwehr aus hölzernen je 3,0 m langen und 0,6 m hohen Klappen mit vertikalen Drehachsen. Jedes Tor hat seinen Drehpunkt nahezu am Ende seiner Länge und die einzelnen Tafeln übergreifen sich jalousieartig in der Weise, dass sich der längere Teil der einen Tafel auf den kürzeren der nächst folgenden stützt (Wochenblatt für Arch. und Ing. 1883. S. 109. Bewegliches Stauwehr des Ingenieurs Frassi).

19) Girard brachte, um Klappen von 4,0 m Breite und 3,50 m Höhe (3,20 in der Lotrechten gemessen) aufzurichten und niederzulegen, hydraulische Pressen in Vorschlag und hat auch probeweise eine derartige Anlage ausgeführt. Nach seinem Projekt ist ein Wehr bei Auxerre mit 7 Klappen ausgeführt, welche aber nur 3,52 m breit und 1,97 m hoch sind (S. 310. Wasserbau. Handbuch d. Ing.-Wissenschaften 1892 und Ann. des ponts et chaussées 1875).

20) Josiah White baute im Jahre 1818 in Lehigh Flusse in Pensylvanien ein Klappenwehr mit doppelten Klappen, welche durch den Wasserdruck selber aufgerichtet werden, indem das Oberwasser unter die zwischen zwei festen gemauerten Wänden befindlichen Klappen geführt wird.

21) Carro hat später wesentliche Verbesserungen des letzteren Wehres vorgeschlagen, wonach es möglich sein soll, Wehrklappen von 30,0 m Breite herzustellen (Ann. industrielles 1888. S. 80, Zentralblatt der Bauverwaltungen 1888. S. 230 und Handbuch der Ing.-Wissenschaften 1892. Bd. III. S. 311).

22) Doell konstruierte ein selbsttätiges Klappenwehr mit sogenannter Schmetterlingsklappe. Die Klappe ist an einer wagerechten Achse drehbar und wird durch ein an einem Hebel befindliches Gewicht geschlossen gehalten. Erreicht der Wasserdruck eine gewisse Höhe, so öffnet sich die Klappe und fällt in ihre Schlusslage zurück, sobald der höhere Wasserdruck aufhört (Sympher, Doells selbsttätiges Stauwehr. Zentralblatt der Bauverwaltungen 1887. S. 452).

23) Mohr, Wehranlage in der Küddow. Berlin 1882 (Zentralblatt der Bauverwaltungen 1882. S. 346 und Mohr, Die Stauanlage in der Spree bei Charlottenburg. Zeitschr. f. Bauw. 1886. S. 337).

namentlich nicht in sehr stark kiesführenden Flüssen. Die Dichtigkeit der Klappenwehre, abgesehen von den Trommelwehren, ist bei weitem nicht so gut als diejenige sorgfältig ausgeführter Schützenwehre. Die Bedienung der nicht selbstwirkenden Klappenwehre verlangt meistens mehr Personal als diejenige der Schützenwehre, und die Bedienung der selbsttätigen Klappenwehre und der Trommelwehre wird schliesslich nicht billiger als diejenige der Schützenwehre. Die Anlagekosten bei Klappenwehren, abgesehen von ganz einfachen Klappenanlagen wie sie auf S. 653 erwähnt wurden, sind meistens mindestens eben so hoch als diejenigen von Schützenwehren. Wenn es sich um schnelle Öffnung von grossen Schützenöffnungen handelt, kann man, wie gesagt, heute mit Hilfe von Elektromotoren jede praktisch erforderliche Schnelligkeit erzielen.

Im § 3, Schützen, werden noch einige Verschlüsse besprochen, welche auf Wehre übertragen werden können.

8. Die Grundablässe oder Kiesfreiläufe. Da der Grundablass bei Kraftanlagen in erster Linie dazu bestimmt ist, die sich vor dem Wehre bildenden Ablagerungen ins Unterwasser zu spülen und den Einlauf zum Werkkanal frei zu halten, so liegt er am besten unmittelbar am Uferpfeiler derjenigen Flusseite, auf welcher der Einlauf zum Werkkanal liegt.

Die Sohlenhöhe des Grundablasses richtet sich nach der Höhe der Schwelle des Einlaufes und sollte überall mindestens 0,50 m und bei Flüssen mit grosser Geschiebeführung besser 1,0 bis 1,5 m unter der letzteren liegen (vergl. Kap. III, § 2, Werkkanäle, der Einlauf). Um die Spülwirkung zu erhöhen, wird man die Flussohle aufwärts im Zuge des Grundablasses bis über das Ende des Einlaufes hinaus **befestigen** und möglichst **glatt** herstellen. Ferner sollte man der so befestigten Spülrinne noch eine Längsneigung von etwa 1 : 40 bis 1 : 20 nach der Grundablasschütze hin geben.

Als Beispiele seien angeführt die Anlagen:

1. Funghera, Taf. X, Fig. 1.
2. Pont St. Martin, Taf. XIII, Fig. 1.
3. Morbegno, Taf. XVI, Fig. 2.
4. Kanderwerk, Taf. XXVI, Fig. 1 u. 2.
5. Avignonnet, Taf. XXXVII, Fig. 1.
6. Livet, Taf. XLI, Fig. 4.
7. Fure et Morge, Taf. XLII, Fig. 7.
8. Ontario Power Co., Taf. XLIV, Fig. 2.

Eine Anordnung des Grundablasses wie bei der Anlage Les Clées-Yverdon (Taf. XIX, Fig. 1) muss man als verfehlt bezeichnen, weil durch denselben ein direkter Einfluss auf die Reinhaltung der Flussohle vor dem Einlaufe nicht erzielt werden kann.

Der Abfallboden eines Grundablasses wird im Gegensatz zu dem Abfallboden hinter dem Überfallwehr glatt zu machen sein, damit der Kies und Sand möglichst weit bis in die Stromrinne des Flusslaufes geführt wird. Je nach der Stärke des Geschiebekornes, welches in dem betreffenden Flusse vorkommt, sind die zur Fortspülung des Geschiebes erforderlichen Geschwindigkeiten auf dem Abfallboden verschieden grosse (vergl. die Angaben in § 2 dieses Kapitels). Bei Geschwindigkeiten von 3,0 bis 3,50 m auf der Sohle wird jede Art von Geschiebe noch mit genügender Wucht ins Unterwasser gespült. Die Länge des befestigten Abfallbodens hinter der Schützenöffnung eines Grundablasses richtet sich nach der Wassergeschwindigkeit, welche höchstens in dem Spülstrome herrschen kann, und die Befestigung kann dort aufhören, wo die Geschwindigkeit $v = \frac{Q}{F}$ auf ein Mass gesunken ist, welches der natürlichen Flussohle nicht mehr gefährlich wird.

Liegt die Flussohle unterhalb des Wehres erheblich tiefer als der Fachbaum des Grundablasses und handelt es sich in demjenigen ungünstigsten Falle, welcher für die

Betrachtung zugrunde zu legen ist, um eine grosse Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser, so empfiehlt es sich, den Abfallboden in einer oder mehreren Stufen abfallen zu lassen und die oberen Stufen, in denen die Geschwindigkeit an der Sohle sich ohnehin stark genug entwickeln wird, um die Geschiebe und Sinkstoffe abzuführen, wagerecht zu machen. Der untersten Strecke des Abfallbodens gibt man dann wohl eine Neigung, mit welcher sie in die natürliche Sohlenhöhe des Flusses selbst übergeht. Sonst könnte unter Umständen, wenn an der gedachten Stelle der benetzte Querschnitt infolge der grösseren Wassertiefe und Profilbreite zu stark anwächst, die Wassergeschwindigkeit des Spülstroms nicht mehr ausreichen, um die Geschiebemengen zu bewegen und es könnte Versandung eintreten.

Bei der Anlage Avignonnet (Taf. XXXVII, Fig. 2 und 3 und Seite 501) wurde der mit Ufermauern kanalförmig ausgebildete Abfallboden trotz des grossen Wasserdruckes am Grundablass (7,0 m) und der tiefen Lage der Flussohle unter der Schwelle des Grundablasses nicht stufenförmig, sondern mit einer starken Längsneigung in die Flussohle übergeführt, weil die Sohle und das Ufer aus Felsen bestanden, also an sich schon sehr widerstandsfähig waren und durch eine Betonlage und Pflasterung ohne grosse Kosten noch befestigt werden konnten. Die gewählte Ausführung erschien unter den obwaltenden Umständen als die einfachste und billigste.

Bei der Anlage Fure et Morge (Taf. XLII, Fig. 1 und Abb. 120, S. 534) konnte der mit eichenen Bohlen auf einem starken Betonfundament befestigte Abfallboden des Grundablasses verhältnismässig kurz sein, weil das durch den Grundablass hindurchströmende Wasser alsbald in das breite Flussprofil eintritt und deshalb F bald verhältnismässig gross und $v = \frac{Q}{F}$ verhältnismässig klein werden muss. Dazu kommt, dass die Flussohle aus grobem Kies und Steinen besteht und durch Betonblöcke noch künstlich rauh und widerstandsfähig gemacht ist, und ferner, dass sowohl die Sohle des Grundablasses als auch die Pfeiler auf einem mächtigen mit Pressluft 10,0 m tief in die Flussohle hineingesenkten Caisson stehen, sodass also selbst, wenn Auskolkungen vorkommen sollten, dieselben ungefährlich sein würden.

Mit Rücksicht auf die ausschleifende Wirkung des Kieses und Sandes wird der Abfallboden von Grundablässen entweder durch eine Lage aus fettem Beton oder durch Pflasterung aus behauenen Quadersteinen oder durch einfachen oder doppelten Bohlenbelag befestigt. Der Bohlenbelag muss sehr sorgfältig auf dem Betonfundament festgemacht werden, damit er durch die Strömung nicht aufgerissen wird. Jedenfalls ist darauf Bedacht zu nehmen, dass die Sohlenbefestigung, wenn sie im Laufe der Zeit durch das Geschiebe zersplittert oder verschlissen sein sollte, möglichst leicht und schnell repariert werden kann.

Damit der Fachbaum oder die eiserne oder steinerne Schwelle der Schützentafeln eines Grundablasses beim Schliessen durch das strömende Wasser frei von Sand und Kies gehalten wird, legt man dieselben etwas höher (0,10 bis 0,15 m) als den Vorboden und lässt den letzteren etwa mit 1 : 3 bis 1 : 6 zu der Schwelle ansteigen, derart aber, dass scharfe Absätze vermieden werden.

Die lichte Weite des Grundablasses wird nach den Formeln 8, 8a, 9, 9a, 11, 12 oder 13 (vergl. S. 623 u. 629), je nach den obwaltenden Verhältnissen, berechnet. Die sekl. Wassermenge Q_1, welche durch den Grundablass unter den ungünstigsten Umständen hindurchfliessen soll, muss unter Berücksichtigung der Länge und Höhe des festen Wehres, der Art und Grösse der übrigen Durchflussöffnungen durch Probieren gefunden

werden, indem man verschiedene Lösungen durchrechnet und diejenige auswählt, welche die meisten Vorteile in sich vereinigt.

9. **Flossgassen und Eisschützen.** Die Flossgasse legt man, wenn die Interessen der Kraftgewinnung in erster Linie massgebend sein können, am besten auf das dem Einlauf gegenüberliegende Ufer, vorausgesetzt, dass man bei allen Wasserständen, bei denen die Flösserei stattfinden soll, an der genannten Seite überall die nötige Wassertiefe auf- und abwärts des Wehres findet. Die genannte Lage hat den Vorzug, dass bei Öffnung der Flossgasse die Absenkung des Wasserspiegels nicht nachteilig auf den Eintritt des Wassers in den Werkkanal einwirken kann, und verbindet damit den weiteren Vorteil, dass man die Flösse vom Ufer aus leiten kann. Als Beispiel sei auf die Anlage Wangen verwiesen (Taf. XXII, Fig. 2).

Legt man aus anderen Gründen die Flossgasse mehr nach der Flussmitte zu, wie z. B. bei der Anlage Rheinfelden (Taf. XLVII, Fig. 2 und 3). so muss man aufwärts der Flossgasse längere Leitwerke aus Pfählen oder Ducdalben mit schwimmenden Leithölzern oder Leitflössen anordnen, damit die Flösse nicht abtreiben, sondern sicher in die Flossgasse hineingelangen können.

Bei den Anlagen Hagneck (Taf. XXXII, Fig. 2 und Lechwerk, Taf. XLV, Fig. 1) hat man die Flossgasse an den Uferpfeiler derjenigen Seite gelegt, auf welcher der Einlauf liegt und *den Grundablass nach der Flussmitte zu neben die Flossgasse*. Diese Anordnung hatte für Hagneck insofern keine nachteiligen Folgen, als die Schwelle des Einlaufs zum Werkkanal erheblich höher als die Sohle des Grundablasses liegt, sodass die ausreichende Abführung der Ablagerungen trotz der Verschiebung des Grundablasses nach der Flussmitte gesichert war. Massgebend für die gewählte Lage der Flossgasse war hier wohl der Gesichtspunkt, dass die Flösse im Unterwasser auf dem rechten Ufer das beste Fahrwasser zum Einlauf in den Bieler See finden. Ferner war es vorzuziehen, die Eisschütze in der niedrigen Schütze der Flossgasse anzulegen, weil der Einschnitt der Eisschütze die Stabilität der Schützentafel immerhin erheblich beeinflusst und dieser Umstand bei den hohen Schützen des Grundablasses nachteiliger ins Gewicht gefallen wäre. Die Eisschütze selbst liegt ausserdem bei Hagneck für die Freihaltung des Einlaufs von Stückeis besser in der Nähe des Ufers.

Bei der Anlage *Lechwerk Gersthofen* lässt die Spülwirkung des Grundablasses vor dem Einlauf wegen seiner nach der Flussmitte verrückten Lage zu wünschen übrig. Man wählte wohl auch hier die beschriebene Lage der Flossgasse mit Rücksicht auf die leichtere Bedienung der Flösse. Wenn die Flossgasse an die Stelle des jetzigen Grundablasses gelegt worden wäre, so hätte man durch eine Pfahlreihe mit einer leichten Bedienungsbrücke vom Ufer nach der Flossgasse die gute Führung der Flösse gleichfalls erreichen und den Grundablass ans Ufer legen können und hätte damit eine bessere Spülung vor dem Einlauf erzielt. Die Baukosten dürften angenähert dieselben geblieben sein.

Die Flossgassen erhalten je nach der Breite der bei dem Flusse vorkommenden Flösse Breiten von 3,5 bis 20,0 m. Die lichte Breite der Flossgasse beträgt bei Wangen 7,5 m, bei Hagneck 12,30 m, beim Lechwerk 12,50 m, bei Rheinfelden 20,0 m.

Die Höhe des Fachbaums der Flossgasse richtet sich nach dem niedrigsten Wasserspiegel im Oberwasser, bei welchem noch Flösserei stattfinden soll. Für die Durchführung der Flösse genügt eine Wassertiefe von 0,50 m (Taf. LI, Fig. 2, Flossgasse der Anlage Gersthofen).

Der Abfallboden der Flossgasse muss glatt sein, kann aber Stufen von 0,80 m Höhe enthalten, da dieselben ohne Schwierigkeit von den Flössen überwunden werden. Die Neigung des Abfallbodens der Flossgasse bei dem Lechwerk ist auf der ersten 30,0 m langen Stufe ca. 1 : 17, auf der zweiten 15,60 m langen Stufe 1 : 44, dazwischen liegt eine Stufe von 0,80 m Höhe. Bei Wangen ist die Neigung etwa 1 : 18. Es schwanken die Gefälle zwischen 1 : 10 und 1 : 100. Man wählt aber in der Regel die steileren Gefälle, um die Baukosten zu verringern. Meistens wird der Boden der Flossgasse aus Holz gebildet. Da der Abfallboden der Flossgasse meist höher liegt als derjenige des

Abb. 179. Flossgasse der Wasserkraft-Anlage Wangen im Bau.



daneben liegenden Grundablasses oder Überfallwehres, so muss die Flossgasse durch beiderseitige Mauern eingefasst werden und zwar bis zu der Stelle, wo der Unterwasserspiegel in der Flossgasse bei geschlossener Schütze und bei den für Flösserei in Frage kommenden Wasserständen mindestens 0,50 m beträgt. Die Länge des befestigten Abfallbodens der Flossgasse ergibt sich aus denselben Überlegungen. Die baulichen Anordnungen einer Flossgasse gehen aus Taf. LI, Fig. 3 (Flossgasse Lechwerk) und aus Abb. 179 (Flossgasse Wangen) am besten hervor.

Findet das Flössen nur bei Wasserständen statt, bei welchen die Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser nicht grösser ist als 2,5 bis 3,0 m, so kann man bei Schützenwehren mit genügender Wassertiefe im Unterwasser unter Umständen die Flossgasse entbehren und die Flösserei durch den Grundablass oder eine genügend breite andere Wehröffnung stattfinden lassen, da die Flösse ohne Schwierigkeit den Sprung überwinden (Anlage Beznau, Taf. XXV, Fig. 1 und 2).

Wegen der Vorrichtung an Wehren und Einläufen für Wildflösserei (Flösserei mit ungebundenem Holz) wird es genügen, auf die Anlagen Hafslund (Seite 481) u. Kykkelsrud (Taf. XXXIV, Fig. 2 und Seite 487) zu verweisen.

Führt der Fluss Stückeis und ist ein Überfallwehr nicht vorhanden, über welches das Eis von dem Strom selbsttätig hinweggetrieben wird, oder tritt der Eisgang in den Zeiten ein, wo der Wasserzufluss knapp ist — wie bei den meisten Gebirgsflüssen — und deshalb der Stauspiegel die Wehrkrone mitunter nicht erreicht, so legt man entweder in der Flosschütze (Anlage Hagneck, Seite 474) oder in der Grundablasschütze oder in dem Überfallwehre selbst eine Eisschütze an, um das Eis ins Unterwasser abzuführen. Bei der Wahl der örtlichen Lage der Eisschütze ist der Hauptgesichtspunkt, dass das treibende Eis vom Einlauf möglichst selbsttätig durch den Spülstrom entfernt wird. Bei Überfallwehren in Flüssen mit stärkerer Eisführung empfiehlt es sich wohl, vom oberen Ende des Einlaufs schräg herüber zum nächsten Pfeiler des Überfallwehres einen schwimmenden Eisabweiser aus Holz anzuordnen. Derselbe muss aber mindestens 0,50 m eintauchen, weil sonst das Eis untertauchend dennoch vor den Einlauf gelangen und sich dort festsetzen kann.

10. **Fischpässe.** Einige Fischarten, wie z. B. Lachse und Forellen, gehen zur Laichzeit aus den unteren Strecken der Flüsse in die oberen bis zu den Quellenbächen, um dort an geschützten Stellen zu laichen. Nach der Laichzeit kehren die Fische dann regelmässig zu den unteren Strecken zurück und die junge Brut folgt später nach.

Obwohl grössere Fische Hindernisse von 1,0 bis 1,5 m, ja selbst solche von 2,0 m Höhe springend überwinden können, wenn sie unterhalb genügende Wassertiefe vorfinden, so sorgt man doch mittelst Fischpässen für einen möglichst kontinuierlichen Fluss, um das Aufsteigen zu erleichtern. Die Fischpässe werden entweder als kleine Stufenwehre ausgebildet, durch welche die Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser allmählich überwunden wird, oder wie bei den Ergänzungsanlagen am Wehre der Anlage Rheinfelden (Seite 578) nach dem sogenannten Wildbach-System.

Die einzelnen Stufen haben bei der erstgenannten Art der Fischpässe meistens eine Länge von 1,30 bis 1,75 m und eine Höhendifferenz von 15 bis 30 cm (S. 557 Abb. 132 und Taf. LI, Fig. 1, Anlage Lechwerk). Die lichte Breite eines Fischpasses beträgt gewöhnlich, je nach der Grösse der Fische, denen der Pass dienen soll, 1,20 bis 1,50 m. Die einzelnen Stufen sind durch kleine Quermauern getrennt, in welchen abwechselnd auf der einen und dann auf der anderen Seite sich die Durchflussöffnungen des Wassers befinden (Taf. XIX, Fig. 1, Anlage Les Clées). Die Sohle der Durchflussöffnungen liegt 10 bis 25 cm, je nach der Grösse der vorkommenden Fische über der Sohle der betreffenden Stufe, sodass immer die dieser Höhendifferenz entsprechende Wassertiefe in den einzelnen Stufen vorhanden ist. Das Wasser fliesst also in der Fischtreppe im Zickzack hin und her und die Fische überwinden die einzelnen Stufen durch Sprünge. Man benutzt zur Anlage der Fischtreppen entweder die Ufermauern oder die Mauern der Flossgasse oder der Grundablässe. Um die kleinen Fische gegen grössere Raubfische zu schützen, werden häufig in den Seitenwänden der Fischpässe Schlupflöcher von 0,20/0,20 Seitenlänge angelegt (Anlage Wangen, Seite 425).

Die Fischpässe können oben offen oder bedeckt sein (Anlage Wangen, Seite 425, Hagneck, Seite 474 und Rheinfelden, Seite 579). Wenn die Fischpässe so nahe am Ufer liegen, dass sie vom Ufer aus von Unbefugten leicht erreicht werden können, so ist es zu empfehlen, sie entweder bedeckt anzulegen oder durch eine hohe Mauer am

Ufer Raubfischerei zu verhindern. Man kann die Fischpässe entweder massiv in Zement und Stein oder in Holz herstellen. Der Zutritt des Wassers zum Fischpass vom Oberwasser aus ist meistens offen, sodass selbsttätig stets Wasser hindurchfliesst. Man kann aber auch die Öffnung durch eine Schütze regulierbar machen, wenn es auf Wasserersparnis ankommt. Die Sohle der oberen Eingangsöffnung pflegt man 0,30 bis 0,60 unter dem niedrigsten Wasserspiegel im Oberwasser zu legen.

11. **Die statische Berechnung der Wehre.** Der Wasserdruck ist immer lotrecht zur gedrückten Fläche gerichtet. Er geht also bei lotrechten Flächen in einen wagerechten Druck und bei wagerechten Flächen in einen lotrechten Druck über.

a) Die Berechnung eines Griesständers (Abb. 180). Es mögen bedeuten

$AB = l$ Stützlänge des Ständers,

γ Gewicht von 1 cbm Wasser,

b Abstand von Mitte zu Mitte der beiderseitigen Schützentafeln,

dann ist, wenn alle Abmessungen in Metern ausgedrückt werden und im übrigen die Buchstaben die Bedeutung haben, welche sich aus der Abb. 180 ergibt, der Gesamtwasserdruck auf den Ständer

Abb. 180.

$$D = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{2} \cdot (2a + h) \tag{40}$$

und sein Moment um den Stützpunkt A

$$\mathfrak{M} = \gamma b \left[a h \frac{a}{2} + \frac{h^2}{2}\left(a + \frac{h}{3}\right)\right] \tag{41}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma b h}{6} \cdot [3a(a+h) + h^2] \tag{42}$$

Der obere Stützdruck:

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} = \frac{\gamma b h}{6 l}[3a(a+h) + h^2] \tag{43}$$

und der untere Stützdruck $A = D - B$. (44)

In einer beliebigen Tiefe x von dem Oberwasserspiegel ist das Biegungsmoment des Ständers für $x < h$

$$M_{(x)} = B \cdot (m + x) - \gamma b \frac{x^2}{2} \cdot \frac{x}{3} \tag{45}$$

Ist ξ derjenige Wert von x, für welchen das Biegungsmoment am grössten wird, dann erhält man für ξ die Bedingungsgleichungen, indem man $\frac{dM}{dx} = 0$ setzt, also $2B - \gamma b\, \xi^2 = 0$ und hieraus in Verbindung mit der Gleichung 45 das grösste Biegungsmoment

$$M_{max} = B\left(m + \frac{2}{3}\xi\right) \tag{46}$$

worin $\xi = \sqrt{\frac{2B}{\gamma b}}$ ist.

Für $\xi > h$ wird

$$M_{max} = \frac{A^2}{2\gamma b h} = \frac{(D-B)^2}{2\gamma b h} \text{ in m kg} \tag{47}$$

welche Formel aus der Momentengleichung für den unteren Teil des Ständers und zwar in gleicher Weise wie die vorige aus derjenigen des oberen Teils erhalten wird. Es muss ferner sein: $M_{max} \cdot 100 = s \cdot W_m$, wenn s die zulässige Beanspruchung des Materials

pro qcm (bei Holz 60 kg, bei Eisen 700 bis 1000 kg) und W_m das Widerstandsmoment des Griesständerquerschnitts bedeuten.

b) Berechnung eines Wehrpfeilers. Die Länge und die Breite des Pfeilers müssen so gross sein, dass der Wasserdruck ihn weder umstürzen noch abscheren kann. Ferner dürfen die Kantenpressungen die zulässige Beanspruchung des Materials und des Baugrundes nicht überschreiten.

Für das Umstürzen ist das Verhältnis des statischen Moments zum Umsturzmoment massgebend, und wenn man in dieser Beziehung eine doppelte Sicherheit verlangt, so muss das statische Moment doppelt so gross sein als das Moment aller Kräfte, welche auf Kanten wirken. Bei dieser Untersuchung lässt man meistens die Gewichte der Vorköpfe und Hinterköpfe des Pfeilers ausser Betracht und ebenso die Kohäsion in der Mauerfuge.

Es mögen bezeichnen mit Bezug auf Abb. 181 F den lotrechten Pfeilerquerschnitt in Richtung der Stromachse über AB ohne die Pfeilerköpfe in qm,

S den Schwerpunkt der Pfeilerfläche,

Q das ganze Gewicht des Pfeilers über AB in kg und $u_1 = u + e$ seinen Hebelarm in m um die Kante A,

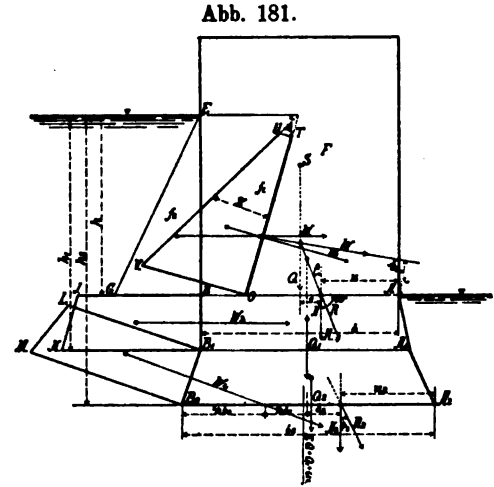
OT die Länge einer schräggestellten Schützentafel in m,

W die Resultierende aller Wasserdrücke auf den Pfeiler in kg und c ihren Hebelarm um die Kante A in m,

so muss, damit der Pfeiler um A nicht kantet, bei doppelter Sicherheit die Gleichung gelten: $Q u_1 = 2 W . c$ (48), und da im Falle von Abb. 181 $u_1 = \frac{b}{2}$, so wird $b = \frac{4 W . c}{Q}$ (49)

Der Druck des Wassers auf die Schützen bei T ist auf 1,0 m Tafelbreite $= h_3 . 1000$ kg. Der Druck bei O ist $= h . 1000$ kg, und zwar wirken diese Drücke lotrecht zur Schützenfläche. Sie würden also horizontal gerichtet sein, wenn die Schützen lotrecht ständen. Der von den Schützen herrührende Wasserdruck auf den Pfeiler wird durch ein Trapez OTUV in kg dargestellt, wenn die Wasserdrücke pro lfm. bei T und O, multipliziert mit der Summe der halben Breiten der an den Pfeiler anschliessenden Schützenöffnungen, aufgetragen werden. Ist das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk $\gamma_1 = 2500$ kg und beträgt die Pfeilerbreite a, so ist: $Q = F . a . 2500$ kg. Jeder qm der Fläche F entspricht also einem Gewicht von a . 2500 kg.

Abb. 181.



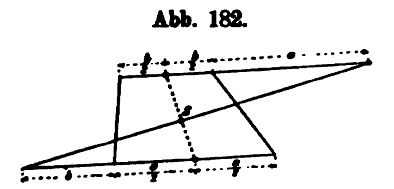
Man wird nun den Wasserdruck in demselben Flächenmasstabe darstellen. Beträgt die Summe der halben Breiten der beiden in Rechnung zu ziehenden Schützentafeln l, so ist der Gesamtdruck bei $T = h_3 . l . 1000$ kg und der Gesamtdruck bei $O = h . l . 1000$ kg. Wenn nun das Trapez des Wasserdrucks denselben Flächenmasstab haben soll als der Pfeilerquerschnitt, so muss $UT = \frac{h_3 . l . 1000}{a . 2500}$ kg sein und $VO = \frac{h . l . 1000}{a . 2500}$ kg. Allgemein ausgedrückt ist also bei einem Mauergewicht γ_1

von 2500 kg die Breite des Trapezes des Wasserdrucks auf die Schütze an einer beliebigen Stelle $z = 0{,}4\ h_z \cdot \frac{l}{a}$.

Der Wasserdruck in kg auf den Pfeiler ist $\frac{h^2}{2} \cdot 1000 \cdot a = GB \cdot \frac{h}{2} \cdot a \cdot 2500$, also $GB = 0{,}4\ h$.

Der Wasserdruck auf die Schütze greift im Schwerpunkt des Trapezes an und ist = der Fläche dieses Trapezes in qm multipliziert mit a . 2500 kg. Der Wasserdruck auf den Pfeiler ist = der Fläche des Druckdreiecks f_2 multipliziert mit demselben Faktor und greift im Schwerpunkt dieses Dreieckes, also bei $\frac{h}{3}$ an. Das Gewicht Q des Pfeilers greift im Schwerpunkt des Pfeilerquerschnittes über AB an. Der Schwerpunkt eines Trapezes wird bekanntlich nach Abb. 182 gefunden. Man kann nun mit Hilfe der Seil- und Kräftevielecke die Grösse und Richtung der resultierenden Wasserkraft W zeichnerisch ermitteln und findet so den Hebelarm c um die Kante A. Ebenso findet man die Resultierende R aller Kräfte nach Grösse und Richtung in der Fuge AB, sowie den Abstand u des Schnittpunktes der Resultierenden R mit der Fuge AB von A.

Abb. 182.



Bei der Untersuchung auf Kanten wird mitunter noch die Annahme gemacht, dass sich eine Fuge bilden könnte, in welcher der Auftrieb des Oberwassers zur Wirksamkeit käme.

Fecht hat bei seinen Untersuchungen von Sperrmauern[24]) vorgeschlagen, eine den Querschnitt in gleicher Stärke durchschneidende wagerechte Fuge anzunehmen, in welcher der Wasserdruck von der vollen Druckhöhe wasserseitig bis auf 0 luftseitig linear abnimmt. Die Druckfigur nach Fecht würde also ein Dreieck bilden und der gesamte Auftrieb für die Fuge AB würde sein: $\frac{b}{2} \cdot h \cdot a \cdot \gamma$. Die Gleichung (48) würde lauten:

$$Q \cdot u_1 = 2 W \cdot c + {}^1\!/_3\, b^2 h \cdot a \cdot \gamma.$$

Intze hat bei der Talsperre Marklissa einen dem Gesamtwasserdruck entsprechenden Auftrieb angenommen, welcher sich über die ganze Fuge gleichmässig verteilt (Seite 596), sodass sich der Gesamtauftrieb durch ein Rechteck von der Länge b und der Höhe h . 1000 kg darstellen lässt. Es würde bei dieser Annahme die Gleichung (48) demnach lauten:

$$Q \cdot u_1 = 2 W \cdot c + \frac{b^2}{2} \cdot a \cdot h \cdot \gamma.$$

Bei der Untersuchung auf Abscheren wird man bei Annahme einer wagerechten Bruchfuge meistens von der Scherfestigkeit des Materials ganz absehen und nur die Reibung in Betracht ziehen. Die Reibung in der Fuge AB ist = der Normalkomponenten N der Resultierenden R multipliziert mit dem Reibungsbeiwert $f = tg\,\varrho$. Letzteren darf man für Mauerwerk höchstens mit 0,75 annehmen. Es müsste also bei doppelter Sicherheit die Gleichung gelten (Abb. 181):

$$N \cdot 0{,}75 \geqq 2 H \text{ oder } tg\,\beta \leqq \frac{0{,}75}{2} \text{ oder } \beta \leqq \text{rd. } 20^\circ \qquad (50)$$

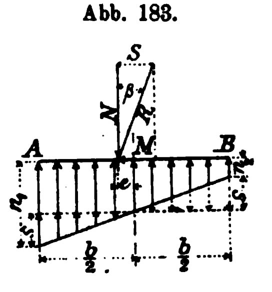
wenn H die Komponente von R in Richtung der untersuchten Fuge bedeutet. Auch bei dieser Betrachtung wird wohl vorsichtshalber die untersuchte Fuge als offen und

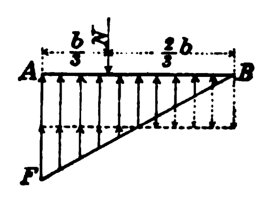
[24]) Zeitschr. f. Bauw. 1889.

dem Auftrieb ausgesetzt angenommen. Will man diese Annahme machen, so würde nicht N, sondern entweder nach Fecht $(N - \frac{bh}{2} . a . \gamma) . f \geqq 2H$ oder nach Intze: $(N - b . a . h . \gamma) . f \geqq 2H$ zu setzen sein.

Es sind nun noch die **Kantenpressungen** zu ermitteln, um festzustellen, ob das Material an keiner Stelle überlastet wird. Man wird annehmen können, dass der Angriffspunkt von R auf der Mittellinie EF[25]) der als Rechteck lotrecht zur Bildfläche gedachten Pfeilerfuge ABCD (Abb. 183) liegt. Ist der Angriffspunkt von R um e vom Mittelpunkt des Rechteckes entfernt, so kann man die Normalkomponente N ersetzen durch eine Einzelkraft = N, welche im Mittelpunkt M angreift, und durch das Kräftepaar N,N mit dem Hebelarm e. Die im Mittelpunkt angreifend gedachte Kraft erzeugt für die Quadrateinheit des Rechtecks eine gleichmässige Druckspannung, während das Kräftepaar eine Biegungsspannung erzeugt, welche an der Kante A in einer Druckspannung von der Grösse s für die Quadrateinheit und an der Kante B in einer Zugspannung von derselben Grösse besteht. Ist J das Trägheitsmoment des Rechtecks von der Länge a in bezug auf die durch M gehende zur Kante A parallele und zur Bildfläche lotrechte Achse, so ist $N . e = \frac{s}{\frac{1}{2} b} . J = \frac{1}{6} a b^2 . s$, mithin $s = 6 . \frac{e}{a b^2} . N$.

Abb. 183.



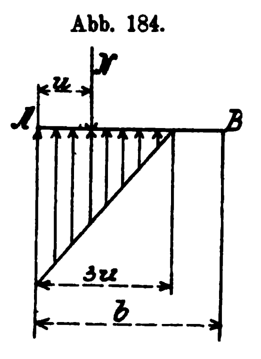


Die gesamte Normalpressung an der Kante A beträgt demnach für die Quadrateinheit $n_1 = s + \frac{N}{a . b} = \frac{N}{a . b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right)$ (51)

und an der Kante B, $n_2 = - s + \frac{N}{a . b} = \frac{N}{a . b}\left(1 - \frac{6e}{b}\right)$ (52)

Da nun die Biegungsspannungen von der Kante A nach der Kante B gradlinig abnehmen, so bildet die Darstellung der Normalspannungen ein gerades über ABCD stehendes Prisma, dessen Kanten bei A und D die Länge n_1 und dessen Kanten bei B und C dagegen die Länge n_2 haben. Der Inhalt dieses Prismas ist $\frac{1}{2}(n_1 + n_2) . a . b = N$. Die Pressung an der Kante B wird 0, wenn $1 - \frac{6e}{b} = 0$, mithin wenn $e = \frac{b}{6}$ wird; d. h. wenn Zugspannungen nicht auftreten sollen, muss der Angriffspunkt der Resultierenden R um $\frac{1}{3}$ b von der Kante A abstehen. An die Stelle der trapezförmigen Schnittfläche des Druckprismas tritt in diesem Falle ein rechtwinkeliges Dreieck, dessen senkrecht auf AB stehende Kathete den Wert $= \frac{2N}{a.b}$ hat, und die Kantenpressung bei A ist in dem Falle doppelt so gross als die Pressung, welche die Kraft N erzeugen würde, wenn sie im Mittelpunkt M angreifen würde. Die Annahme, dass Zugspannungen in der Fuge nicht aufgenommen werden können, wird meistens für alle Fugen gemacht, sie muss aber jedenfalls für die Grundfuge gemacht werden. Wenn u (Abb. 184) kleiner als $\frac{b}{3}$ ist, wird daher $N = 3 . \frac{u . a}{2} . n$ und $n = \frac{2N}{3u . a}$. — Die Gleichung (51) lässt sich auch schreiben:

Abb. 184.



[25]) In der Projektion von A sollen E und D, in der Projektion von B, F und C liegend gedacht sein.

$$n_1 = \frac{2\,N}{a\,.\,b}\left(2 - \frac{3\,u}{b}\right) \text{ und bei } a = 1;\; n_1 = \frac{2\,N}{b}\left(2 - \frac{3\,u}{b}\right) \qquad (53)$$

und die Gleichung (52)

$$n_2 = \frac{2\,N}{a\,.\,b}\left(\frac{3\,u}{b} - 1\right) \text{ und bei } a = 1;\; n_2 = \frac{2\,N}{b}\left(\frac{3\,u}{b} - 1\right) \qquad (54)$$

Man hat nun noch die Kantenpressungen für den Fall, dass der Wasserdruck auf das denkbar kleinste Mass zurückgeht, zu untersuchen, also z. B. beim Wegfall jeden Wasserdruckes die Resultierende aller Vertikalkräfte aufzusuchen, was sowohl rechnerisch als auch zeichnerisch leicht durchzuführen ist. Bei dieser Untersuchung müssen alle Brücken- und Schützengewichte etc. mit berücksichtigt werden und es wird sich hier oft der Fall ergeben, dass die Resultierende R, also auch die Normalkomponente N nicht auf der Mittellinie EF der Pfeilerfuge ABCD liegt. Es ist dann zu untersuchen, ob der Angriffspunkt von R innerhalb des Kernes der Lagerfuge bleibt, d. h. innerhalb einer Raute, deren Ecken auf den Mittellinien des Rechteckes in den Entfernungen von $^1/_6$ b bezw. $^1/_6$ a vom Mittelpunkte liegen. Damit wären dann die Untersuchungen bezüglich der Fuge ABCD beendigt.

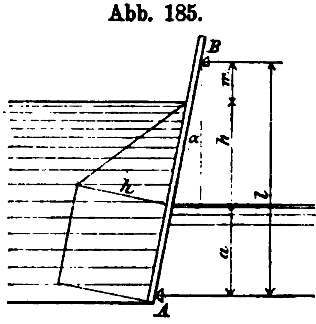
Man kann nun nötigenfalls die gleiche Untersuchung für die Fuge A_1B_1 (Abb. 181) wiederholen. Bei Untersuchung der Grundfuge A_2B_2 ist festzustellen, ob die Kantenpressungen nicht die zulässige Belastung des Baugrundes überschreiten, ob die Druckmittellinie im inneren Drittel des Querschnitts bleibt und ob der $\sphericalangle\beta$ nicht grösser als etwa 20° wird.

Liegt der Unterwasserspiegel auf der Höhe der Fuge AB, so wird das Pfeilergewicht unterhalb AB pro cbm Mauerwerk (2500—1000) = 1500 kg. Jedem qm der Querschnittfläche entspricht also unterhalb der Fuge AB nur ein Gewicht von 1500 × der Pfeilerbreite a. Man wird sich nun einen Mauerkörper von dem an den Pfeiler anschliessenden Wehrkörper losgelöst denken, welcher in der Fuge A_1B_1 die Breite a_1 und in der Fuge A_2B_2 die Breite a_2 haben möge. Dann entspricht einem qm der Fläche ABB_1A_1 ein Gewicht von $\frac{a + a_1}{2}\,.\,1500$ kg und dem qm der Fläche $A_1B_1B_2A_2$ ein Gewicht von $\frac{a_1 + a_2}{2}\,.\,1500$ kg. Diesem veränderten Flächenmasstab entsprechend wird man auch die Wasserdruckfiguren darzustellen haben. Wenn die Flussohle bis zur Unterkante O der Schütze mit Kies oder Sand gefüllt sein kann, muss man auch den hierdurch verursachten Mehrdruck in Rechnung stellen. Man kann entweder den Wasserdruck und den Erddruck getrennt berechnen oder den letzteren annäherungsweise berücksichtigen, indem man das Gewicht des Wassers unterhalb der Fuge AB pro cbm etwa zu 1500 bis 2000 kg annimmt. Es wird also, wenn man ein Gewicht von 1500 kg zugrunde legt und annimmt, dass das Profil des Pfeilers aufwärts und abwärts symmetrisch ist, die Länge JB der Druckfigur $= \frac{2\,.\,h\,.\,1000}{(a + a_1)\,1500}$, die Länge KB_1 der Druckfigur $= JB + \frac{2\,(h_1 - h)}{(a + a_1)}\,.\,\frac{500}{1500}$, LB_1 wird $= KB_1$ und $MB_2 = LB_1 + \frac{2\,(h_2 - h_1)}{(a_1 + a_2)}\,.\,\frac{500}{1500}$.

Diese Art der Darstellung der Druckfläche ist natürlich nur angenähert richtig und nur zulässig, wenn die vordere und hintere Begrenzung des Pfeilers ungefähr symmetrisch sind. Anderenfalls muss man auf der Vorderseite den vollen Wasserdruck und den Erddruck in Rechnung stellen und auf der Unterwasserseite gleichfalls den Wasserdruck. Mit Hilfe der Seil- und Kräftevielecke können dann die Kräfte zusammengesetzt und die 3 oben genannten Untersuchungen durchgeführt werden (S. 744).

c) Die Berechnung des Wehrkörpers eines massiven Wehres. Die Berechnung eines Wehrkörpers lässt sich nach Anleitung der ad b gegebenen Betrachtungen und Formeln ohne weiteres durchführen, wenn man die etwa gekrümmte, stromaufwärts gelegene Fläche des Wehrkörpers durch ein Vieleck ersetzt und dann die Wasserdrücke auf die einzelnen ebenen Flächen ermittelt und ihre Richtung senkrecht zu den einzelnen Flächen annimmt. Man betrachtet nun einen durch zwei lotrechte Schnittebenen abgeschnittenen Wehrteil von 1 m Breite, indem man die Reibung in den ideellen Schnittflächen unberücksichtigt lässt, stellt dafür den Kräfteplan zeichnerisch dar und ermittelt daraus die Drucklinie und die Kantenpressungen. Die Gewölbewirkung bei im Grundriss gekrümmten Wehren lässt man meistens ausser Betracht (vergl. auch Abschn. B „Talsperren" dieses Paragraphen).

Abb. 185.



d) Die Berechnung eines Nadelwehres. Die Berechnung erfolgt in gleicher Weise, wie die Berechnung eines Ständers (Abb. 185).

Es ist der Gesamtdruck auf eine Nadel von der Breite b zwischen den Stützpunkten A und B

$$D = \frac{\gamma b h}{2 \cos \alpha}(2a + h). \tag{55}$$

Das Drehmoment um A als Drehpunkt ist:

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma b h}{6 \cos^2 \alpha}[3a(a+h) + h^2], \tag{56}$$

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} \text{ und } A = D - \frac{\mathfrak{M}}{l}. \tag{57}$$

Das Biegungsmoment der Nadel ist nach den Gleichungen (46) u. (47):

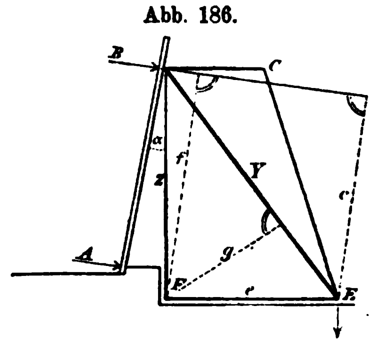
$$M_{max} = \frac{B}{\cos \alpha}(m + {}^2/_3\,\xi) \text{ oder } = \frac{A^2}{2\gamma b h} \tag{58}$$

je nachdem $\xi = \sqrt{\frac{2 B \cos \alpha}{\gamma b}} < h$ oder $> h$ ist.

Setzt man b gleich dem lichten Abstand der Wehrböcke voneinander, so ergibt sich aus den Formeln 55 bis 57 der Druck B (Abb. 186), welcher durch die Brücke oder die obere Lehne der Nadel auf jeden Wehrbock übertragen wird.

In Abb. 186 ist B die einzig angreifende Kraft, welcher der Wehrbock zu widerstehen hat. Der Vorderständer BF wird auf Zug, die Strebe BE auf Druck beansprucht und die bezüglichen Kräfte nämlich $Z = \frac{B.c}{e}$ und $Y = \frac{B.f}{g}$ ergeben sich unmittelbar aus den Momentengleichungen für die Stützpunkte E und F als Drehpunkte.

Abb. 186.



e) Die Berechnung von einseitig, dem Wasserdruck ausgesetzten Mauern. Dieser Fall kann in Betracht kommen bei Trennungsmauern zwischen Grundablässen, Flossgassen etc. und dem Abfallboden des Wehres, bei den Seitenwänden der Werkkanäle, insonderheit aber bei Talsperren. Man wird, sofern es sich um höhere Mauern handelt, die Untersuchung stets für zwei Fälle durchzuführen haben, nämlich 1. für den Fall des höchsten einseitigen Wasserdruckes (gefülltes Becken) und 2. für

den Fall, dass der Wasserdruck ganz verschwindet (ungefülltes Becken). Als Bedingungen müssen für beide Fälle gelten:

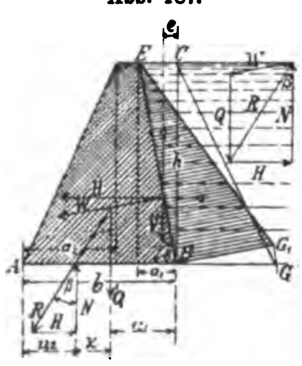
1. Dass die Stützlinie nicht aus dem mittleren Drittel einer untersuchten Lagerfuge heraustritt.
2. Dass die Pressung an der wasserseitigen und luftseitigen Kante des Querschnitts den zulässigen Wert nicht übersteigt.
3. Dass der Winkel β der resultierenden Drucklinie mit dem Lote zur Lagerfuge eine gewisse Grenze nicht überschreitet, damit Gleiten, bezw. Abscheren nicht eintreten kann.

Man wird zunächst nach vorhandenen Beispielen einen Mauerquerschnitt wählen, ihn der Untersuchung unterziehen und dann je nach den Resultaten denselben abändern und erneut untersuchen, bis der vorteilhafteste Querschnitt gefunden ist. Bezüglich der Abmessungen von Sperrmauern wird auf den nächsten Abschnitt „Talsperren" verwiesen. Für die vorläufige Auswahl des Querschnittes von Kanal- oder Ufermauern etc. bei einseitigem Wasserdruck mögen folgende Angaben dienen. Bei trapezförmigem Querschnitt mit lotrechter Luftseite und einer Neigung der wasserseitigen Fläche von 1 : 1/5 wird, wenn man das Gewicht des Mauerwerks pro cbm in kg $\gamma_1 = 2\gamma$ annimmt, die untere Breite b in m $= 0{,}854\,h$, die Querschnittsfläche F etwa $= 0{,}687\,h^2$, die grösste Kantenpressung in kg pro qcm $n = \frac{1{,}8\,\gamma_1\,h}{10000}$, der Winkel β (Abb. 187) etwa 17 bis 18°.

Bei einem lotrechtstehenden Rechteck wird bei $b = 0{,}707\,h$, $F = 0{,}707\,h^2$, der Winkel β etwas grösser als 19°, die grösste Kantenpressung n in kg pro qcm $= \frac{2{,}0\,\gamma_1\,h}{10000}$.

Für $\gamma_1 = 1{,}25\,\gamma$, also bei leichtem Ziegelmauerwerk wird für ein lotrechtstehendes Rechteck bei $b = 0{,}894\,h$, $F = 0{,}894\,h^2$, der Winkel β etwa gleich 24° und $n = 2 \cdot \gamma_1 \cdot h$ pro qm. Bei dem oben gekennzeichneten trapezförmigen Querschnitt wird für $b = 0{,}951\,h$, $F = 0{,}784\,h^2$, der Winkel $\beta = 23°\,31'$ und $n = 1{,}93\,\gamma_1 \cdot h$ pro qm (vergl. E. Häseler, Stütz- und Futtermauern. H. d. I.-W. I. Teil, 2. Band, 1905, S. 372).

Abb. 187.



Nach Abb. 187 ist die Gleichgewichtsbedingung in der als wagerecht angenommenen Fuge AB mit der Kante B als Drehpunkt, wenn man das Moment des Wasserdruckes um B mit $\mathfrak{M}$ bezeichnet

$$\mathfrak{M} = N\,(u_1 + z) - Q \cdot u_1. \tag{59}$$

Die Normalkomponente N ist $= Q + V$.

Der wagerechte Wasserdruck ist für eine Mauerlänge von l m. $H = \frac{\gamma l h^2}{2}$, der lotrechte Wasserdruck $V = \gamma l F_0$, das Mauergewicht $Q = \gamma_1 l F$, wenn F_0 die Fläche des Dreiecks BCE bedeutet und F den Querschnitt der untersuchten Mauer über AB.

V greift im Schwerpunkt der Fläche BEC.

H in dem Schwerpunkt der Fläche BCG an.

Der Gesamtwasserdruck ist $W = \sqrt{H^2 + V^2}$ und sein Moment um B

$$\mathfrak{M} = \frac{H \cdot h}{3} + V \cdot e = \gamma l \left[\frac{h^3}{6} + F_0 e\right]. \tag{60}$$

Betrachtet man einen Streifen der Mauer von 1,0 m Länge, so wird für $\gamma = 1$ t

$$z = \frac{\mathfrak{M} - V u_1}{Q + V} = \frac{1}{\gamma_1 \cdot F + F_0}\left[\frac{h^3}{6} - F_0 u_1 + F_0 \cdot e\right]. \tag{61}$$

u_1 ist durch Aufsuchung des Schwerpunktes von F leicht gefunden und z ist danach aus Formel 61 zu berechnen.

$$u_2 = b - (u_1 + z). \tag{62}$$

Wenn die Kantenpressungen bei vollem Wasserdruck und ohne Wasserdruck möglichst gleich werden sollen, so muss $u_1 \sim u_2$ ausfallen.

Da Zugspannungen nicht auftreten sollen, muss $z \leq \frac{b}{3}$ oder $b \geqq 3z$ sein.

Setzt man für $\mathfrak{M}$ angenähert $= \frac{h^3}{6}$, indem man das Glied $F_0 e$ in Gleichung (60) vernachlässigt, so wird $b = \frac{h^3}{2Q + 4V}$ für $z = u_1 = \frac{b}{3}$, wobei die Längen in m, die Gewichte in Tonnen auszudrücken sind. Durch diese Formel lässt sich schnell die Übersicht gewinnen, ob ein vorläufig gewähltes Profil den Bedingungen genügen kann. Nach Berechnung von z, u_1 und u_2 für das definitive Profil kann man leicht die Kantenpressungen mit Hilfe der Gleichungen 51 u. 52 oder 53 u. 54 ermitteln.

Der Winkel β wird gefunden aus $\frac{H}{N} = \operatorname{tag} \beta$. Bei Bestimmung des grösstzulässigen Wertes von β kommt es darauf an, welche ungünstigsten Annahmen man für den Ansatz der Gleichungen gemacht hat und zwar mit Bezug auf die Höhe des Wasserdruckes und mit Bezug auf das Mauergewicht. Berücksichtigt man den Auftrieb nicht, so wird man den Reibungsbeiwert in der Sohlenfuge, um doppelte Sicherheit zu haben, meistens nicht grösser als 0,375 zulassen, woraus sich dann $\beta \leq 20^0$ ergeben würde. Für die Mauerfugen selbst und besonders in dem Falle, dass auch noch der Auftrieb mit berücksichtigt, also dadurch schon ungünstig gerechnet wird, kann man unbedenklich einen $\sphericalangle \beta$ von 26—35° zulassen.

Man kann den Gesamtwasserdruck W nach Abb. 187 auch setzen $= \frac{\gamma . h^2}{2 . \sin \delta}$ und $a_1 = h . \operatorname{cotg} \delta$.

Ferner gelten nach Häseler (H. d. Ing.-W. 1905. Teil I. 2. Bd. Stütz- und Futtermauern, S. 372) die folgenden drei Gleichungen für b; tg β und n, wenn man ein Mauerstück von 1,0 m Länge in Betracht zieht.

$$b^2 + \left(a_2 - 2 a_1 + \frac{4 . W . \cos \delta}{\gamma_1 . h}\right) b = a_2{}^2 - a_1{}^2 + \frac{2W}{\gamma_1 \sin \delta}. \tag{63}$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{W \sin \delta}{W \cos \delta + Q}. \tag{64}$$

$$n = \frac{2}{b}(W \cos \delta + Q). \tag{65}$$

Macht man $a_2 = 0$, d. h. die Luftseite lotrecht, so wird:

$$b^2 - 2bh\left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1}\right) \operatorname{cotg} \delta = h^2 \left(\frac{\gamma}{\gamma_1} \frac{1}{\sin^2 \delta} - \operatorname{cotg}^2 \delta\right),$$

$$\text{oder da } \frac{1}{\sin^2 \delta} = \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \delta}{\operatorname{tg}^2 \delta} = \operatorname{cotg}^2 \delta + 1 \text{ ist,}$$

$$\text{wird } b^2 - 2bh\left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1}\right) \operatorname{cotg} \delta = h^2 \left[\frac{\gamma}{\gamma_1} - \operatorname{cotg}^2 \delta \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1}\right)\right].$$

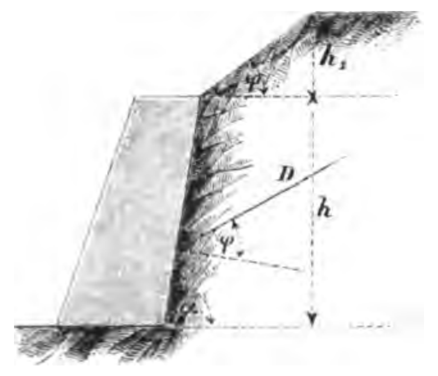
Für ein Rechteck wird, da $\delta = 90^\circ$ und $\operatorname{cotg} \delta = 0$ ist

$$b = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}.$$

f) Die Berechnung von Ufer- und Stützmauer mit einseitigem Erddruck. Nach der Lehre vom Erdprisma des grössten Druckes nimmt man an, dass sich beim Nachgeben der Stützwand von der gestützten Erdmasse ein Prisma loslöst, welches in der Gleitfläche von einer Ebene begrenzt ist[26]).

Es würde hier zu weit führen, die Formeln für den Erddruck abzuleiten und die zeichnerische Darstellung desselben zu begründen, vielmehr sollen hier nur kurz einige zum Gebrauch geeigneten Formeln und eine zeichnerische Ermittlungsmethode mitgeteilt werden.

Abb. 188.



Bezeichnet nach Abb. 188

- h die senkrechte Höhe der Stützwand in m,
- h_1 die senkrechte Höhe der etwa vorhandenen unter dem natürlichen Böschungswinkel ansteigend gedachten Überschüttung in m,
- φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde,
- γ das Gewicht von 1 cbm Erde in kg,
- α den Neigungswinkel der Stützwand gegen die Wagerechte,
- D den Erddruck auf die Wand für 1,0 m Länge derselben, rechtwinklig zur Bildebene gemessen in kg,

so ist, wenn man die Kohäsion der Erde vernachlässigt und annimmt, dass der Erddruck unter dem Winkel φ zum Lote der gedrückten Wandfläche wirkt:

$$D = \gamma \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \left(\sqrt{\operatorname{cotg} \varphi - \operatorname{cotg} \varepsilon} - \sqrt{m - \operatorname{cotg} \varepsilon}\right)^2, \qquad (66)$$

worin $\varepsilon = \alpha + 2\varphi$; $m = \operatorname{cotg} \alpha + \left(\frac{h_1}{h + h_1}\right)^2 (\operatorname{cotg} \varphi - \operatorname{cotg} \alpha)$.

Wird $\alpha = 90^0$ und $h_1 = 0$, so wird $D = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\cos \varphi}{(1 + 1{,}41 \sin \varphi)^2}$. (67)

Für $\alpha = 90^0$ und bei $\varphi = 33^0$ wird bei sehr grosser Überschüttung ($h_1 = \infty$) $D = 0{,}419 \gamma . h^2$ und es sind in der nachfolgenden Tabelle einige weitere Werte für $x = \frac{D}{\gamma h^2}$ mitgeteilt, um die Übersicht zu erleichtern.

Verhältniszahlen des Erddruckes bei $\varphi = 33^0$ und $\alpha = 90^0$.

Bei $\frac{h_1}{h}$ =	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
wird $x = \frac{D}{\gamma h^2}$ =	0,158	0,182	0,200	0,217	0,228	0,240	0,251	0,262

Bei $\frac{h_1}{h}$ =	0,9	1	2	3	4	5	10	∞
wird $x = \frac{D}{\gamma h^2}$ =	0,272	0,282	0,330	0,353	0,366	0,376	0,394	0,419

26) Vergl. E. Häseler, Stütz- und Futtermauern. Handb. d. Ing.-Wissensch. I. Teil. 2. Bd. 1905. S. 294 u. ff.

Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern. Wien 1871.

Kreuter, Elementare Theorie des Erddruckes und Berechnung der Stützmauern. 1878.

Verhältniszahlen bei $\varphi = 33°$, $h_1 = 0$, $D = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\sin\varphi}{\sin\varepsilon} \left(\sqrt{\operatorname{cotg}\varphi - \operatorname{cotg}\varepsilon} - \sqrt{\operatorname{cotg}\alpha - \operatorname{cotg}\varepsilon}\right)^2$

Bei $\operatorname{cotg}\alpha =$	+0,3	+0,2	+0,1	0	−0,1	−0,2	−0,3
wird $x = \frac{D}{\gamma h^2} =$	0,079	0,098	0,110	0,134	0,153	0,186	0,217

Zeichnerisch lässt sich die Grösse des Erddruckes auf folgende Weise ermitteln (Abb. 189).

Man zieht AC unter dem natürlichen Böschungswinkel φ zur Wagerechten, zieht die sogen. Stellungslinie BH unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ zur Wandfläche AB, wobei φ_1 den Reibungswinkel zwischen Erde und Stützmauer bedeutet und legt HD ‖ AB.

Über BC als Durchmesser beschreibt man nun einen Halbkreis, errichtet in D das Lot DF nnd schlägt von B aus die Länge BF auf BC nieder, sodass BE = BF ist. Die Gerade BE ist dann die mittlere Proportionale zwischen BD und BC. Zieht man endlich EK ‖ AB und GK ‖ BH, so bestimmt der Punkt G die Oberkante der Bruchfuge.

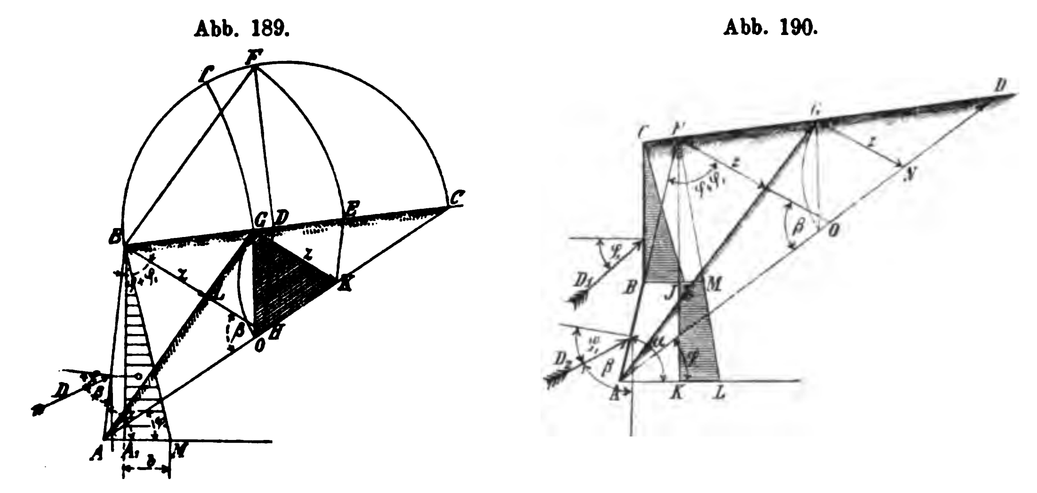
Der Erddruck auf die Wand AB würde nach Abb. 189 durch die Gleichung bestimmt sein:

$$D = \frac{\gamma \sin\beta}{2} . GK^2 = \gamma . \Delta GKO,$$

worin GK = KO ist.

Was die Verteilung des Erddruckes auf eine Stützwand betrifft, so lässt sich dieselbe durch ein Dreieck A_1 BM darstellen, dessen Inhalt gleich dem Dreieck GKO ist, dessen Höhe gleich der Höhe der Stützmauer h wird und dessen Grundlinie wagerecht liegt.

Abb. 189. Abb. 190.

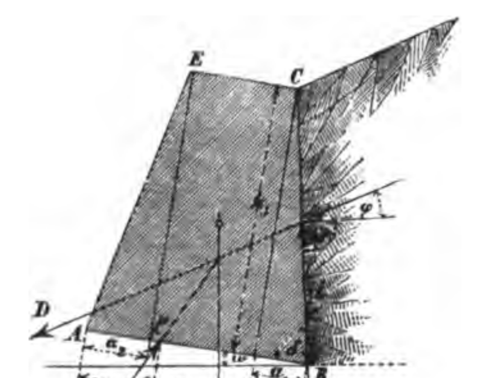


Der Erddruck greift in der Höhe des Schwerpunktes dieses Dreiecks an und zwar unter dem Böschungswinkel φ zu der zur Wandfläche Lotrechten. Der Winkel φ wird für trockene Erde meistens zu 33°, der Reibungswinkel φ_1 zwischen Erde und Stützwand meistens auch = 33° angenommen. Bei Ufermauern, welche ganz oder zum Teil unter Wasser gesetzt werden, nimmt man $\varphi = \varphi_1$ meistens zu 20° an.

Ist die Stützwand unterschnitten (Abb. 190), so wird der Erddruck auf BC wie oben mitgeteilt gefunden. Annäherungsweise kann man dasselbe Verfahren auch auf den Wandteil AB anwenden, indem man sich denselben bis zu Linie CD verlängert

denkt und das Erdprisma BCF vernachlässigt. Ist für die gedachte Wandfläche AF △KFL das Druckdreieck, so wird der auf AB entfallende Erddruck durch das Trapez KIML dargestellt. Dieses Verfahren ist indessen nur zulässig, wenn das Erdprisma BCF im Vergleich zu AFG nicht von Erheblichkeit ist. Um den Angriffspunkt des Erddruckes zu finden, hat man die Schwerpunkte der Druckfiguren zu suchen und bei ebener Wandfläche liegen die Angriffspunkte des Erddruckes in dieser auf gleicher Höhe wie die gefundenen Schwerpunkte. Wenn auf solche Weise der Erddruck seiner Grösse und Richtung nach, sowie auch seine Angriffspunkte gefunden sind, so lassen sich zeichnerisch die Erddrücke mit den Mauergewichten und den eventuellen Wasserdrücken in Seil- und Kräftevielecken zusammensetzen und damit R, der Winkel β und die Kantendrücke n ermitteln.

Abb. 191.



Zur rechnerischen Ermittelung von b, n und tg β bei Betrachtung eines Mauerstücks von 1,0 m Länge gibt Häseler folgende Formeln an, wenn die in Abb. 191 gegebenen Bezeichnungen angewendet werden, man ferner annimmt, dass die Vorderseite der Mauer ganz von Wasser frei ist und wenn die Mittellinie des Gesamtdruckes R die Grundlinie AB in einer Entfernung $\frac{b}{3}$ von A schneiden soll.

1. Für die Breite b der Grundlinie (Abb. 191):

$$b^2 + \left(a_2 - 2a_1 + 3h_1 \operatorname{tg}\omega + \frac{4D\cos(\delta-\varphi)}{\gamma_1 h_1 \cos\omega}\right) b = a_2^2 - a_1^2 + 2h_1(a_1 + a_2) . \operatorname{tg}\omega + \frac{6 . D d \cos\varphi}{\gamma_1 h_1 \cos\omega}. \quad (68)$$

Hierin bedeuten γ_1 das Gewicht pro cbm Mauerwerk in kg und ω den ∢ der Fuge AB gegen die Wagerechte. Der Erddruck D ist nach den Formeln S. 668 u. 669 zu berechnen.

2. Für die auf die Quadrateinheit wirkende Normalpressung an der Vorderkante der Mauer:

$$n = \frac{2}{b}[D\cos(\delta-\varphi) + Q\cos\omega] = \frac{2R\cos\beta}{b} \text{ in kg/qm.} \quad (69)$$

3. Für den Winkel des Gegendruckes des Baugrundes mit dem Lote zur Mauergrundfläche:

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{D\sin(\delta-\varphi) - Q\sin\omega}{D\cos(\delta-\varphi) + Q\cos\omega} \leqq \operatorname{tg} . \varphi_1 \leqq 0{,}364 \text{ bis höchstens } 0{,}649.$$

Die nachstehende Tabelle gibt die Abmessungen und Beanspruchungen einiger trapezförmiger Stütz- und Kaimauerquerschnitte unter Annahme von ∢ φ = ∢ φ_1 = 20°.

Tabelle II.

Abmessungen und Beanspruchungen einiger trapezförmiger Stütz- und Kaimauerquerschnitte unter Annahme von ∡ $\varphi = 20°$.

Lfd. Nr.	Querschnitt	Erdgewicht $\gamma = \gamma_1$					Erdgewicht $\gamma = 0{,}8\gamma_1$			
		$\frac{D}{\gamma h^2}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	∡ β	$\frac{n}{\gamma_1 h}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	∡ β	$\frac{n}{\gamma_1 h}$
1.		0,214	0,505	0,505	19° 18′	2,29	0,461	0,461	17° 14′	2,25
2.		0,214	0,475	0,425	22° —	2,09	0,483	0,383	20° —	2,04
3.		0,214	0,468	0,368	24° 45′	1,88	0,422	0,323	22° 56′	1,80
4.		0,262	0,614	0,514	19° 16′	2,10	0,590	0,490	16° 55′	2,02

Als zulässige Beanspruchung kann man annehmen:

Für gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	7 bis 8	kg,
„ besseres „ „ Zementmörtel	10 „ 11	„
„ bestes Klinkermauerwerk	12 „ 14	„
„ Mauerwerk in Quarzsteinen	10 „ 15	„
„ Mauerwerk in Sandsteinquadern	15 „ 25	„

Die zulässige Beanspruchung von Beton bei verschiedenen Mischungsverhältnissen ergibt sich aus den weiter unten folgenden Mitteilungen über Druckfestigkeit (S. 680).

12. Ausführung der Wehre. Es kann im Rahmen dieses Bandes die Ausführung von Wehren im einzelnen nicht behandelt werden, weil bekanntlich alle möglichen Bauarbeiten vorkommen können und die Besprechung aller dieser Arbeiten viel zu weit führen würde. Nur bezüglich der so wichtigen Frage der Fundierung der Wehre mögen einige wenige Betrachtungen und Angaben Platz finden, um für die technischen und wirtschaftlichen Vorarbeiten bei Aufstellung der ersten Entwürfe und bei überschläglicher Veranschlagung der Anlage einiges Material an die Hand zu geben.

Die Fundierung der Wehre ist hauptsächlich nach vier Gesichtspunkten zu entwerfen:

a) Vom Gesichtspunkt der Sicherheit gegen Unterspülung,
b) von dem der Tragfähigkeit des Untergrundes und der Standsicherheit des Bauwerkes,
c) von dem der billigsten, einfachsten und sichersten Ausführung,
d) von dem der Bauzeit.

Zu Punkt a sind schon im Abschnitt 4 dieses Paragraphen „Die Stauhöhe“, S. 618, die nötigen Hinweise gegeben.

Die Massregeln, welche zum Punkte a notwendig sind, werden meistens zugleich

auch den Entwurf vom Gesichtspunkt b beeinflussen. Im übrigen wird dieserhalb auf Abschnitt 11 „Die statische Berechnung der Wehre“ verwiesen.

Was den Punkt c betrifft, so wird es besonders darauf ankommen, zu sehen, wie man die Bauausführung am besten in Abschnitte einteilt und auf welche Weise man mit möglichst wenig Nebenarbeiten, wie z. B. Errichtung von Fangedämmen, Umleitung des Flusswassers, Wasserhaltung in den Baugruben, Materialtransport, Anlegung und Verschiebung von Werk- und Lagerplätzen entsprechend dem Baufortschritt etc. auskommt. Auch die z. T. durch die Örtlichkeit bedingte Wahl der Arbeitsmaschinen spielt hier eine wichtige Rolle.

Der Punkt d beeinflusst nun wiederum die Massregel zu c in der erheblichsten Weise. Ohne besondere Rücksicht auf die Länge der Bauzeit würde man naturgemäss die Monate der niedrigsten Wasserstände für die Fundierung auszunützen und die Arbeit stückweise so weit zu bringen suchen, dass höhere Wasserstände einen nachteiligen Einfluss nicht mehr ausüben können. Muss aber die Fertigstellung zu einem bestimmten Zeitpunkt beendet und die Wasserkraft betriebsfertig sein, so ist man gezwungen, die an sich günstigste zeitliche und örtliche Einteilung der Gesamtbauausführung aufzugeben. Alle Nebenarbeiten werden dann unter Umständen viel teurer, weil man z. B. die Fangedämme auch für Hochwasser einrichten muss, weil die Wasserhaltung kostpieliger wird, weil die Massregeln für die Umleitung des Wassers solider und umfangreicher getroffen werden müssen, weil die Anzahl und Stärke der Arbeitsmaschinen und Gerüste zu vergrössern ist, weil man vielleicht auch Nachtschichten einzulegen hat und für Beleuchtung der Baustelle während der Nachtzeit zu sorgen hat und anderes mehr. Es braucht wohl nicht besonders hervorgehoben zu werden, dass man, soweit irgend möglich, Nachtschichten vermeiden wird, weil die Nachtarbeit im allgemeinen erheblich teurer und auch in der Güte weniger zuverlässig ist. Wegen der Hilfsarbeiten etc., Einteilung der Gesamtarbeit in einzelne Bauabschnitte etc., wird im übrigen auf die Beschreibungen der einzelnen ausgeführten Beispiele im Kap. II verwiesen, welche in dieser Beziehung ausreichende Anhaltspunkte geben dürften.

Der Baugrund. Als guter tragfähiger Baugrund sind die meisten Arten von gewachsenem Fels, ferner sogen. gewachsener Kies, Sand, trockener Ton- und Lehmboden anzusehen, wenn sie in genügend mächtigen Schichten von 3,0 bis 4,0 m anstehen. Auch aufgeschwemmten Kies oder Sand in Flussläufen, der sich in tieferen durch die Einwirkungen des Hochwassers unberührten Schichten befindet und schon Jahrhunderte an seiner Stelle unverrückt lagert, kann man unter gleichen Bedingungen als guten Baugrund ansehen.

Als **mittleren**, tragfähigen Baugrund betrachtet man nassen Ton und Lehm, sowie Sandboden, der mit Ton und Lehm gemischt ist.

Schlechter Baugrund sind: Moorboden, Torf, Moor und die oberen neueren Schichten des Sandes und Kieses im Flussbett, sowie aufgeschütteter Boden an den Ufern.

Als **undurchlässige** Bodenarten gelten: kompakter Felsen, welcher keine Risse und Spalten hat, ferner trockner Lehm und Ton, wenn die letztgenannten Bodenarten rein oder nur schwach mit Sand gemischt sind. Auch Torf- und Moorboden ist häufig ganz undurchlässig.

Als **durchlässig** sind im Zweifelfalle alle mit Sand und Kies stärker gemischte Bodenarten und natürlich Sand und Kies selbst und die lockeren Torf- und Moorboden zu betrachten.

Bei felsigem Untergrund hat man hauptsächlich die Lagerung zu berücksichtigen und sich zu überzeugen, dass keine Rutschflächen vorhanden sind. Bestehen hierüber

Zweifel, so muss man auch bei Felsen das Eindringen von Druckwasser in den Baugrund durch Betonlager zu verhindern suchen und im übrigen so tief und so breit fundieren, dass durch die Belastung des Bauwerkes eine Störung der Gleichgewichtslage des Untergrundes nicht eintreten kann. Bröckliges Gestein ist jedenfalls auszubrechen. Die Lagerfläche der Fundamentsohle ist möglichst sauber von Sand und anderen Verunreinigungen zu machen, und es sind alle Fugen und Risse so gut es geht mit Zement auszufüllen. Alsdann ist für einen dichten und innigen Anschluss des Bauwerkes an die Fundamentsohle zu sorgen, was am besten durch eine Betonschicht geschieht. Bei solchen Arbeiten ist die grösste Sorgfalt und zuverlässige, dauernde Aufsicht unbedingt nötig.

Die nachstehende Tabelle[27]) gibt Werte für die zulässigen Belastungen bei verschiedenen Bodenarten, wie sie in England üblich sind:

Tabelle III.

Beschreibung der Erdart	Zulässige Belastung in kg für das qcm
Alluvialboden, lehmiger Boden mit 30—70% Sand	0,8 bis 1,6
Nasser Tonboden	1,6 „ 2,2
Fester Ton mit feinem Sand gemischt	4,0 „ 5,0
Gelber Ton (yellow clay)	4,4 „ 6,5
Fester blauer Ton, fester harter Mergel Die neue Tower-Brücke in London belastet den Boden (London-clay) mit 4 kg f. d. qcm.	5,4 „ 8,7
Weiche Kreide (unrein und tonig, ohne Kiesel)	1,1 „ 1,6
Sandstein, der in der Hand zerbröckelt werden kann	1,6 „ 1,9
Weisse Kreide mit Kiesel	2,2 „ 3,3
Fester Sand in Flussmündungen, Baien usw. Die holländischen Ingenieure halten eine Belastung des festen reinen Sandes von 6 kg f. d. qcm für zulässig.	4,9 „ 5,5
Sehr fester dichter Sand, bei Gründungen nicht unter 6,0 m und sandiger Kies	6,5 „ 7,6
Fester, schiefriger und reiner Kies	6,5 „ 8,7
Dichter (kompakter) Kies Reiner, gleichmässiger Themse-Kies ist bei 1—1,5 m Tiefe unter der Oberfläche mit 15 kg belastet, ohne nachgegeben zu haben.	7,6 „ 9,8
Felsboden je nach Festigkeit und Lagerung	8,7 „ 20,0

Diese Werte kann man im allgemeinen auch in allen übrigen Ländern ungefähr als gültig annehmen, wenn nicht behördlicherseits bestimmte abweichende Vorschriften gemacht werden. So wird z. B. in Berlin in der Regel als Höchstbelastung für Sand nur 2 bis 2,5 kg pro qcm zugelassen. Bei sehr festem Baugrund darf natürlich das Fundament pro qcm nicht stärker belastet sein als die zulässige Belastung des für die Gründung verwendeten Baumaterials beträgt. In dieser Beziehung sei bemerkt, dass man Beton (250—300 kg Zement oder hydraulischer Kalk auf 1 cbm), welcher unter Wasser geschüttet ist, mit nicht mehr als 4 bis 5 kg, Beton (von derselben Mischung), welcher im Trocknen gestampft ist, mit nicht mehr als 7 bis 8 kg belasten darf (S. 671).

Die Vergrösserung der Dichtigkeit und Tragfähigkeit des Bodens erfolgt bei Wehrbauten meistens durch Holz- oder Eisenpfähle und durch Holz- oder Eisenspundwände. Die gebräuchlichste Holzart für Fundierungszwecke ist Kiefernholz

[27]) L. v. Willmann, Handb. der Ing.-Wissensch. I. T. 3. Bd. Der Grundbau 1906. S. 20. Newman, Assoc. M. Inst. C. E. „Notes on cylinder bridge piers", London 1884. S. 14 und „Der Grundbau", Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I., 2. Leipzig 1896. S. 1.

und man nimmt mit Vorliebe seiner grösseren Festigkeit wegen solches, welches in höheren Lagen gewachsen ist. Das Einrammen erfolgt meistens mit dem Zopfende nach unten, nur wenn der Pfahl Widerstand gegen den Auftrieb leisten soll, wird er mitunter mit dem Stammende nach unten eingetrieben. Da aber auf diese Weise die Dichtigkeit des Bodens zwischen den Pfählen am oberen Ende weniger gross wird, so kann sich bei solchen Fundierungen ein grösserer Auftrieb geltend machen, und der beabsichtigte Vorteil wird ganz oder zum Teil wieder hinfällig. Rostpfähle von 5,0 bis 6,0 m Längę haben meistens eine mittlere Stärke von 25 bis 30 cm und für je ein lfm. Mehrlänge sind nach Perronet ca. 28 mm an der mittleren Stärke zuzusetzen.

Die Stärke der hölzernen Spundwände schwankt zwischen 8 und 30 cm. Gewöhnlich rechnet man auf 2,0 m Länge 10 cm Stärke und gibt für 1,0 m Mehrlänge 1 bis 2 cm Mehrstärke zu. Die Breite der einzelnen Spundpfähle wird meist zwischen 25 und 35 cm gewählt.

Gusseiserne Spundwände wurden früher in verschiedenen Formen, namentlich in England viel verwendet[28]). Heute verwendet man, wenn überhaupt Veranlassung Eisen zu wählen vorliegt, vorzugsweise schmiedeeiserne Spundwände, entweder in Form von Wellblech[29]) oder in Form gewalzter I-Eisen, vergl. Abb. 192[30]) oder schliesslich in Form besonderer Fassoneisen. Als Beispiel für letzte Art mögen die eisernen Spundwände nach Behrend angeführt sein (Abb. 193), welche eine sehr gute Führung besitzen und durch Ausfüllen des Hohlraumes am Stoss mit Ton oder Zement leicht dicht gemacht werden können[31]).

Eiserne Rundpfähle werden meistens in Röhrenform verwendet und am besten eingeschraubt. Für grössere Durchmesser verwendet

Abb. 193. Eiserne Spundwände nach Behrend.

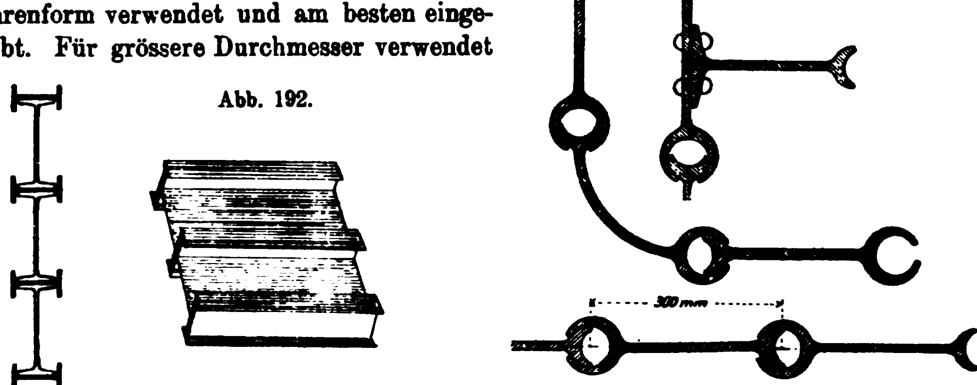


Abb. 192.

28) Mathews verwendete gusseiserne Platten als Spundwände bei Gründung eines Hafendammes zu Bridlington (S. 39 H. J. 1906. Grundbau). 1822 hat Ewart sich ein Patent auf die Herstellung von Fangedämmen aus breiten, gusseisernen Spundbohlen geben lassen.

29) Bei der Kanalisation in Berlin wurden 2,7—4,0 m hohe Spundwände aus 1—1,5 mm starkem Wellblech in Breiten von nicht unter 65 cm hergestellt. Die Kosten der fertigen Spundwände aus Wellblech mit 5 cm breiten und ebenso hohen Wellen sollen bei 2,7 m Länge der Tafel und 1 mm Eisenstärke 20,— Mk. pro lfm., bei 4,0 m Länge und 1 mm starken Tafeln 30,— Mk. und bei 4,0 m langen und 1,5 mm starken Tafeln mit 5 cm breiten und 6 cm hohen Wellen 42,— Mk. pro lfm. Spundwand betragen haben.

30) Derartige Spundwände sind beim Bau der Schleusen am Mühlendamm zu Berlin verwendet. Zeitschr. f. Bauw. 1896. S. 67.

31) Handb. d. Ing.-Wissensch. I. Teil. 3. Bd. „Der Grundbau". 1906. S. 46. — Zement und Beton 1905. S. 78. — Schweizerische Bauz. 1905. Bd. 45. S. 226.

Behrendsche Eisenbohlen für Stahl-Spundwände verwendet von der United States Piling Co. Engng. news 1904. II. S. 286.

man vorzugsweise unten offene gusseiserne Pfähle, welche durch einzelne Stösse mittelst innerer Flanschenverbindung zusammengesetzt werden. Die grossen, flachgängigen Schrauben sind entweder an das unterste Stück angegossen oder sie werden, ähnlich wie Schiffsschrauben aus schmiedeeisernen oder gusseisernen segmentförmigen Schraubenflächen gebildet und auf das unterste Ende des Röhrenpfahles aufgekeilt[32]).

Schmiedeeiserne Vollpfähle werden im wesentlichen nur bei Seebauten und als Brückenpfähle verwendet[33]). Unten offene Pfähle haben den Vorzug, dass man etwaige Hindernisse leichter von oben aus durch Bohrer etc. beseitigen kann und dass man durch Spülung das Einschrauben zu erleichtern vermag.

Der Vollständigkeit wegen sei erwähnt, dass neuerdings auch Betonstampfpfähle[34]) und Ramm- und Spundwände aus Eisenbeton vielfach empfohlen und verwendet werden[35]).

Das Eintreiben der beim Wehrbau immer noch vorwiegend verwendeten Holzpfähle geschieht durch Rammen.

Franzius[36]) gibt folgende Tabelle über die Leistungsfähigkeit und den Bedarf an Arbeitskräften verschiedener Rammen bei 12stündiger Arbeitszeit und unter Voraussetzung sandigen Bodens:

Tabelle IV.

Arten der Rammen	Schläge pro Minute	Gewicht der Bären in Ztr.	Hubhöhe in m	Zahl der Arbeiter	Eingedrungene Pfahllänge p. Tag in m	Anschaffungskosten in Mk.
Zugramme	30	10	1,2—1,5	30	10—15	600,—
Gew. Kunstramme	1/2—1	12—16	2—6	5	9—10	900,—
Dampfkunstramme	3—6	15—16	2—6	3	35—40	3600,—
Sissons & Whitesche Ramme	9—10	20	2—3	4	25—40	6000,—
Nasmythsche Ramme	75—100	50	0,75—1	5	80—110	27000,—

Zu dieser Tabelle ist zu bemerken, dass man für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals der Rammen 15% des Anschaffungswertes und für Reparaturen und Unterhaltung 10—20% zu rechnen hat.

In Deutschland hat man für den Schwanzmeister an der Zugramme heute als Stundenlohn 50 bis 60 Pfg. und für mindestens zwei Arbeiter an den Kunstrammen einen Stundenlohn von nicht weniger als 0,60—0,80 in Ansatz zu bringen.

Franzius[37]) gibt über die Leistungsfähigkeit verschiedener Dampframmen und ihre Kosten bei den Hellingsbauten für den Kriegshafen an der Kieler Bucht folgende Tabelle.

---

[32]) Röhrenförmige, unten offene Pfähle wurden zuerst von Brunel beim Bau der Chepstow-Brücke angewandt mit einem Durchmesser von 1,8 m. Engng. 1870. I. S. 356 ff.

[33]) Zum ersten Male sollen von dem englischen Ingenieur Mitchell im Jahre 1834 zur Aufstellung von Leuchttürmen massive Schraubenpfähle vorgeschlagen sein. 1844 wurden in der Bay von Belfast an der irischen Küste schmiedeeiserne Pfähle von 4,9—7,1 m bei 0,125 m Durchmesser verwendet. Anfang der siebziger Jahre sind an der Landungsbrücke von Lebes in Nordamerika Pfähle von 14,4 cm Stärke bei 9,0 m Länge und von 21 cm Stärke bei Längen bis zu 16,5 m zur Verwendung gekommen. In ähnlicher Weise wurden im Jahre 1902/1903 schmiedeeiserne Schraubenpfähle an dem grossen Pear in Scheveningen benutzt.

[34]) L. v. Willmann, H. d. Ing.-W. I. Teil. 3. Band. Grundbau. 1906. S. 47.

[35]) Beim Bau des Amtsgerichtsgebäudes am Wedding in Berlin wurde s. Z. ein Eisenbeton-Pfahlrost verwendet. Deutsche Bauz. 1902. S. 562 und 647. Zentralbl. der Bauverw. 1902. S. 560.

[36]) Deutsches Bauhandbuch. Bd. 3. Berlin 1879. S. 11.

[37]) Zeitschr. des Architekten- u. Ing.-Vereins zu Hannover. 1876. S. 69.

Tabelle V.

Leistung verschiedener Dampframmen und ihre Kosten bei den Hellingsbauten in Kiel.

Bezeichnung der Ramme	Anschaffungskosten in Mk.	Gewicht des Bären in kg	Zahl der tägl. eingerammten Pfähle	Länge der Pfähle in m	Eingerammte Länge der Pfähle in m	Tägl. Kohlenverbrauch in kg	Kosten f. d. Arbeitstg. in Mk. Arbeitslohn	Brennmaterial	Schmier- u. Putzmater.	Laufende Ausbesser.	Im ganzen	Kosten in Mk. f. d. lfm. eingerammter Pfähle	Kosten in Mk. f. d. qm d. ganz. Spundwand
Nasmythsche	25 000	1 400	13,5 Rundpfähle	12,5	7,5	505	16,50	10,10	2.80	3.00	32,40	0,32	—
Schwartzkopffsche Dampframme mit Rammtau und Friktionssteuerung	14 200	700	6 Rundpfähle	12,0	7,5	375	16,50	7,50	1,93	7,50	33,43	0,74	—
Dampframme mit Kette ohne Ende (von Sissons & White)	6 300	1 050	2,66 Rundpfähle	12,5	7,0	250	14,25	5,00	1,25	5,00	25,50	1.37	—
Sissons & Whitesche Nr. 2	7 000	1 000	2,82 Rundpfähle	12,5	7,0	240	14,25	4,80	1,25	5,75	26,05	1,32	—
Sissons & Whitesche Nr. 2	—	—	5,83 Spundbohlen	10,5	3,0	—	—	—	—	—	26,05	1,49	1.64
Dampfkunstramme Nr. 1	4 000	900	6 Spundbohlen	9,75	3,0	200	14,25	4,00	1,25	2.00	21,50	1,19	1,95
Dampfkunstramme Nr. 3	3 300	850	4,6 Spundbohlen	10,5	3,0	110	14,25	2,20	1,25	1,65	19,35	1,40	1,54

Es betragen durchschnittlich die Rammkosten pro lfm. eingerammter Pfahllänge bei Rundpfählen ungefähr: Mit der Kunstramme mit Dampfbetrieb rd. 1,20—1,40 Mk.; bei der Sissons & Whiteschen Dampframme 1,30—1,50 Mk.; bei der Schwarzkopfschen Dampfzugramme (Anschaffungspreis etwa 14000 Mk.) 0,74 Mk.; bei der Nasmythschen Dampframme etwa 0,60 Mk.[38]).

Bei dem Bau der Strassenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg wurden zu den Rammarbeiten sieben Dampf-Kunstrammen von Menck & Hambrock und zwei unmittelbar wirkende Rammen der Figéeschen Bauart benutzt und folgende Leistungen erzielt[39]).

Tabelle VI.

Zusammenstellung der täglichen Durchschnittsleistungen der Rammen beim Bau der Strassenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg.

Bezeichnung der Ramme	Bärgewicht kg	Mittlere Fallhöhe m	Täglicher Kohlenverbrauch hl	Bedienung Mann	Spundbohlen 12 cm stark: Spundwand pro Tag lfm.	Spundbohlen 12 cm stark: Rammtiefe m	Kantpfähle 26 cm stark. Die Rammung erfolgte fest: Pfahlwand pro Tag lfm.	Kantpfähle fest: Rammtiefe m	Kantpfähle schwimm.: Pfahlwand pro Tag lfm.	Kantpfähle schwimm.: Rammtiefe m	Rundpfähle 20 cm Durchmesser. Die Rammung erfolgte fest: Stück	Rundpfähle fest: Rammtiefe m	Rundpfähle schwimm.: Stück	Rundpfähle schwimm.: Rammtiefe m
Dampf-Kunstrammen I, III, VI	750	2,5	2	3	3,80	4	1,2	7	—	—	4	7	—	—
Dampf-Kunstrammen II, IV	1100	2,0	2,5	3	—	—	—	—	2	3,4	3	6	4	5
Dampf-Kunstramme V	1000	1,5	2,5	3	3,50	4,7	—	—	—	—	3	7	—	—
Schrägramme IX	1100	2,5	2,5	3	—	—	—	—	—	—	2	11,2	—	—
Figée-Rammen VII, VIII	1200	6,6	1,6	4—5	—	—	1,8	7	3,4	7	7	7,3	4	5,7

Über die Kosten pro qm fertiggestellter Spundwand gibt E. Mohr[40]) nach den Ermittlungen bei den Arbeiten für die Kanalisierung der Oder an, dass dortselbst 1 qm Spundwand 20 cm stark zu

---

[38]) Beim Bau der Donaubrücke der Budapester Verbindungsbahn betrugen die Kosten pro lfm. eingerammter Pfähle bei Verwendung von Dampframmen nach der Bauart J. Chrétien (Anschaffungskosten 9650 Mk.) 1,07 Mk. und zwar ohne Verzinsung und Tilgung der Anschaffungskosten.

[39]) Zeitschr. f. Bauw. 1890. S. 346 und Handb. der Ing.-Wissenschaften. I. Teil. 3. Bd. „Der Grundbau". 1906. S. 83.

[40]) Die Kanalisierung der Oder von Cosel bis zur Neissemündung von E. Mohr, Zeitschr. f. Bauw. 1896. S. 493.

liefern und zu rammen, einschliesslich Vorhalten der Geräte, je nach dem Vorkommen von Hindernissen, 22—35 Mk. gekostet habe. Andere Angaben stimmen mit diesem Preise überein.

Die Tragfähigkeit eines 22—24 cm starken Rundpfahls beträgt nach Perronet höchstens rd. 25000 kg und die eines solchen von 32 cm mittlerer Stärke höchstens 50000 kg, wenn der Pfahl während mehrerer Hitzen (jede Hitze zu 25—30 Schlägen, Bärgewicht 300—350 kg), in jeder Hitze nicht mehr als 4—6 mm eindringt.

Es sind auch zur Berechnung der Tragfähigkeit verschiedene Formeln aufgestellt, unter anderen von Brix, Ritter und Weissbach.

Die Formel von Brix, welche auf die Zusammendrückung d. h. auf die Elastizität des Holzes keine Rücksicht nimmt, lautet:

$$L = \frac{h P^2 Q}{e (P + Q)^2}$$

worin bedeuten:

L die vom Pfahl rechnungsmässig zu tragende Last in kg.
P das Gewicht des Rammbären in kg.
Q das Gewicht des Pfahles in kg.
h die Fallhöhe des Rammbären in mm.
e das Mass in mm, um welches der Pfahl unter dem letzten Schlage eingedrungen ist.

Ähnlich gebaut ist die Rittersche Formel:

$$L = \frac{h \cdot Q^2}{e (P + Q)}$$

worin die Buchstaben im übrigen dieselbe Bedeutung haben:

Die Formel von Weissbach berücksichtigt die Elastizität des Holzes, jedoch nicht das Pfahlgewicht und lautet:

$$L = -\frac{F E e}{l} + \sqrt{\frac{2 P h F E}{l} + \left(\frac{F E e}{l}\right)^2}$$

worin bedeuten:

F den mittleren Querschnitt des Pfahls in qmm,
E den Elastizitätsmodul des Holzes auf qmm bezogen (durchschnittlich für Kiefernholz 1100),
l die Länge des Pfahles in mm,

während die übrigen Buchstaben dieselbe Bedeutung haben wie in der Brixschen Formel.

Nach dieser Formel ergibt sich für e ein erheblich grösserer Wert als nach der Ritterschen Formel.

Indessen bei der Verschiedenartigkeit des Bodens können alle diese Formeln sichere Werte nicht geben. Man nimmt deshalb niemals die volle rechnerisch zulässige Belastung L bei Aufstellung des Projektes an, sondern nur 1/n, indem man so eine n fache Sicherheit zugrunde legt. n wird meistens = 4 bis 5 gewählt. Es ist ausserdem immer zu empfehlen, bei der Ausführung selbst Probebelastungen zu machen, um sich zu überzeugen, dass man richtige Annahmen gemacht hat.

Um ein sicheres Urteil zu gewinnen, muss man die belasteten Pfähle mindestens während eines ganzen Monats beobachten, da bei kürzerer Beobachtungszeit leicht Zufälligkeiten eine grosse Rolle spielen können.

Über den Widerstand eines Pfahles gegen Ausziehen fehlt es an allgemein gültigen Angaben noch ganz. Der Ingenieur Hartzig hat im Jahre 1882 in den Veröffentlichungen des englischen Zivilingenieur-Vereins über seine Beobachtungen bei Beseitigung eines für die Erweiterungsbauten des Albert-Docks in London angelegten Fangedammes folgende Angaben gemacht: Bei 300 Pfählen mit quadratischem oder rechteckigem Querschnitt von 12,20 m mittlerer Länge, 5,57 m mittlerer Einrammungstiefe und 0,318 m mittlerer Breite waren im Mittel für das Ausziehen eines Pfahles 34418 kg erforderlich. Das Eigengewicht eines Pfahles hat im Mittel 1016 kg, der Adhäsionswiderstand 873 kg betragen. Für den Reibungswiderstand bleiben sonach 32524 kg d. h. pro qm äusserer Fläche des Pfahles etwas über 9200 kg. Im allgemeinen wird man den Widerstand eines Pfahles gegen Ausziehen nicht grösser als mit der Hälfte seiner Tragfähigkeit in Rechnung setzen können.

Wird ein Pfahl am oberen Ende mit Beton umgossen, so kann man nach Versuchen von Delion (Zentralblatt der Bauverwaltung 1897. S. 582) für je 10 cm einbetonierter Pfahllänge eine Zugkraft gegen Auftrieb von 1 t in Anrechnung bringen.

Die Wasserhaltung. Bei durchlässigen Bodenarten, welche durch den Auftrieb des Wassers gelockert werden können, ist es stets vorzuziehen, nicht das Wasser aus

einem an der Oberfläche angelegten Pumpensumpf abzusaugen, sondern vielmehr das Wasser in der Baugrube selbst abzusenken. Das geschieht durch Herabsenken von Saugrohren bis einige Meter unter der beabsichtigten Senkungstiefe — am besten ausserhalb der Baugrube — und durch Anschluss dieser Saugrohre an ein gemeinsames Pumpenrohr[41]). Auf diese Weise kann man meistens ganz im Trocknen arbeiten und der Boden wird nicht durch das Auftreiben des Wassers gelockert. Beton, welcher in einer derartig trocken gelegten Baugrube hergestellt und sorgfältig eingestampft wird, kann um 25 bis 50 °/o weniger stark hergestellt werden als eine durch Trichter hergestellte Betondecke, weil Dichtigkeit und Festigkeit des gestampften Betons mindestens um diese Prozentsätze grösser werden. Man erreicht ausserdem unter allen Umständen einen viel besseren Anschluss der Betondecke an die natürliche Sohle und der Auftrieb des Wassers gegen die fertige Betondecke wird geringer.

Der Beton. Der wichtigste Baustoff bei der Ausführung von Wehren ist der Beton. Man verwendet zur Herstellung des Betons hydraulischen Mörtel in Verbindung mit grobem Kies oder Steinschlag (Schotter). Zur Herstellung des Mörtels muss guter reiner, scharfer Quarzsand genommen werden. Der Bedarf an Mörtel zur Herstellung des Betons richtet sich nach dem Hohlraum des Kieses oder Schotters. Diesen Hohlraum stellt man so fest, dass man ein genau ausgemessenes Hohlgefäss mit Kies und Schotter gerüttelt bordvoll macht und dann mit Wasser bis zum Überlaufen sättigt. Die hierzu erforderliche Wassermenge entspricht dem Hohlraum. Der Hohlraum bei Kies fast aller Korngrössen von 5 bis 45 mm ist etwa 0,350 des Volumens, bei Schotter von etwa 5 cm Seitenlänge ist der Hohlraum etwa 0,375. Da aber der Mörtel nicht nur den Hohlraum ausfüllen soll sondern auch jedes Korn des Kieses und jedes Stück des Schotters umhüllen muss, damit sich die einzelnen Schotter- und Kieselsteine „satt" berühren, so gehört zu einem cbm Beton nicht 0,350 resp. 0,375 cbm, sondern ca. 15 °/o mehr, d. h. für Kiesbeton etwa 0,400 und für Schotterbeton etwa 0,430 cbm Mörtel. In diesem Zuschlag sind die unvermeidlichen Verluste eingerechnet, die bei der Lagerung des Sandes, auf dem Transport usw. verloren gehen.

Die Verpackung aller Zemente und hydraulischer Kalke erfolgt entweder in Fässern oder in Säcken. Erstere Verpackung ist natürlich die bessere. Das Normalgewicht einer Tonne Zement beträgt 180 kg brutto und 170 kg netto und enthält 122 Liter Zement, woraus sich ein Gewicht von ∽ 140 kg pro hl ergibt.

Ein Sack von 70 kg netto soll 50 Liter,
„ „ „ 60 „ „ „ 43 „
„ „ „ 50 „ „ „ 36 „

enthalten. Es ist zweckmässig bei der Mischung, deren Verhältnis nach Raumteilen festgestellt zu werden pflegt, die erforderlichen Mengen des Zementes nach den obigen Gewichtszahlen zu berechnen, d. h. den Sand so abzumessen, dass bei einem beabsichtigten Mischungsverhältnis zu einer Mischung ganze Tonnen oder Säcke Zement oder hydraulischen Kalkes gehören. Auf diese Weise ist ein Messen des Zementes oder Kalkes nicht mehr nötig.

Die Kosten einer Tonne guten Portland-Zementes schwanken in Deutschland zurzeit zwischen 4 und 7 Mk. frei Ufer oder Bahnstation. Es kosten also 100 kg Zement in Deutschland durchschnittlich 2,35—4,12 Mk. oder 3,29—5,75 Mk. pro hl.

Schlackenzemente, Romanzemente, Puzzolanerden sind 10—30 °/o billiger.

Der gewöhnliche hydraulische Kalk, sowie der Weisskalk, welche zum Mischen mit dem künstlichen und natürlichen Zement gebraucht werden, kosten etwa 1,5—2,0 Mk. pro hl = rd. 70 kg.

Bei den verschiedenen Mischungsverhältnissen ist die Ausbeute nicht ganz die gleiche, obwohl sie nicht in weiten Grenzen schwankt. Die nachfolgende Tabelle gibt darüber einige Auskunft[42]).

---

41) A. Bredtschneider, Absenken des Grundwasserstandes in Baugruben durch Rohrbrunnen Zentralbl. d. Bauverw. 1898. S. 73 und 78.

42) Nach den im Auftrage des Vereins deutscher Portland-Zementfabriken herausgegebenen Werke: „Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen". Berlin 1892. S. 64.

Tabelle VII.
Materialbedarf für 1 cbm Zement-Mörtel.

Mischung in hl				1 cbm Mörtel erfordert		
Zement	Sand	Wasser	Ausbeute	Zement in kg	Sand Liter	Wasser Liter
1	1	0,53	2 . 0,75 = 1,50	933	667	353
1	2	0,75	3 . 0,75 = 2,25	622	882	333
1	3	0,98	4 . 0,75 = 3,00	487	1000	327
1	4	1,25	5 . 0,76 = 3,80	368	1053	329
1	5	1,50	6 . 0,78 = 4,68	300	1070	329

Nach der vorstehenden Tabelle VII ergibt sich der Materialbedarf für 1 cbm fertigen Zementbeton wie folgt:

Tabelle VIII.
Materialbedarf bei Zementbeton pro cbm fertigen Beton.

Kies in cbm	Schotter in cbm	Mörtel-mischung	Zement in kg		Sand in l		Wasser in l
			bei Kies	bei Schotter	bei Kies	bei Schotter	
0,90	0,95	1 : 1	375	400	270	287	350
0,90	0,95	1 : 2	250	270	355	382	333
0,90	0,95	1 : 3	185	200	400	430	327
0,90	0,95	1 : 4	147	160	420	450	329
0,90	0,95	1 : 5	120	130	430	460	329

Über die Qualität des erforderlichen Wassers sei kurz erwähnt, dass dasselbe rein und schlammfrei sein muss und möglichst auch keine organischen Stoffe oder Salze aufgelöst enthalten darf.

Da es bei den Wehrbauten sehr oft auch auf Wasserundurchlässigkeit ankommt, sehr grosse Festigkeiten dagegen nicht erforderlich sind, verwendet man häufig den sogenannten Zement-Kalk-Beton, indem man mageren Zementmörtel durch Zusatz von hydraulischem Kalk oder Weiss-Kalk verlängert. Hierdurch können zu gleicher Zeit recht erhebliche Ersparnisse an Baukosten erzielt werden. Empfehlenswerte Mischungen für den Zement-Kalk-Mörtel zu Betonierungsarbeiten sind etwa

1 Teil Zement, 5 Teile Sand, 1/2 Teil Kalkteig oder hydraulischen Kalk[43]),
1 Teil Zement, 6—7 Teile Sand, 1 Teil Kalkteig oder hydraulischen Kalk,
1 Teil Zement, 8 Teile Sand, 1 1/2 Teile Kalkteig oder hydraulischen Kalk,
1 Teil Zement, 10 Teile Sand und 2 Teile Kalkteig oder hydraulichen Kalk.

Die nachfolgende Tabelle IX gibt Auskunft über die Ausbeute an Mörtel bei den verschiedenen Mischungsverhältnissen von Zement und Kalkmörtel und über den Materialbedarf pro 1 cbm Mörtel, wonach sich dann der Materialbedarf pro 1 cbm Zement-Kalkbeton nach Tabelle X berechnet:

Tabelle IX.
Materialbedarf für 1 cbm Zement-Kalk-Mörtel.

Mischungsverhältnis in hl					1 cbm Mörtel erfordert			
Zement	Sand	Kalkteig	Wasser	Ausbeute in hl	Zement	Sand	Kalk	Wasser
1	5	0,5	1,30	6,5 . 0,754 $\cong$ 4,90	286 kg	1000 Lit.	102 Lit.	265 Lit.
1	6	1,0	1,35	8,0 . 0,750 $\cong$ 6,00	233 „	1020 „	167 „	225 „
1	7	1,0	1,60	9,0 . 0,765 $\cong$ 6,80	206 „	1029 „	147 „	235 „
1	8	1,5	1,60	10,5 . 0,743 $\cong$ 7,80	182 „	1040 „	190 „	205 „
1	10	2,0	1,70	13,0 . 0,729 $\cong$ 9,45	148 „	1055 „	212 „	180 „

[43]) Kalkteig enthält immer über die Hälfte Wasser, 1 hl Kalkteig wiegt etwa 140 kg und enthält durchschnittlich 63 kg trockenes Kalkhydrat, welches Gewicht nahezu auch 1 hl zu Pulver gelöschter hydraulischer Kalk hat.

Tabelle X.

Materialbedarf bei Zement-Kalk-Beton pro cbm Beton.

Kies	oder Schotter in cbm	Mischungsverhältnis in hl			Zement in kg bei		Kalk in l bei		Sand in l bei		Wasser in l
		Zement	Kalkteig	Sand	Kies	Schotter	Kies	Schotter	Kies	Schotter	
0,90	0,95	1	0,5	5	114	123	41	44	408	439	265
0,90	0,95	1	1	6	93	100	67	72	400	430	225
0,90	0,95	1	1	7	83	90	60	63	410	442	235
0,90	0,95	1	1,5	8	73	78	78	84	416	447	205
0,90	0,95	1	2	10	60	64	85	91	422	454	180

Die Herstellung des Betons geschieht in der Regel in der Weise, dass zunächst der Mörtel entweder von Hand oder mit Maschinen trocken gemischt wird und dann die Mischung des Mörtels mit dem Kies oder Schotter unter Wasserzusatz erfolgt. Diese Art der Mischung ist in den „Leitsätzen für die Vorbereitung usw. von Bauten aus Stampfbeton" aufgestellt vom deutschen Betonverein, Februar 1905. S. 12 vorgeschrieben (S. 135. Grundbau 1906).

Die Zubereitung des Zement-Kalkmörtels aus Kalkmilch geschieht am besten, indem man den abgemessenen Kalkteig in der Mörtelpfanne mit dem erforderlichen Wasser zu Kalkmilch anrührt und den trocken gemischten Zementmörtel dann entweder in der Mörtelpfanne oder auf andere Weise mit der Kalkmilch solange durcharbeitet, bis ein plastischer Mörtel entsteht. Bei Verwendung von hydraulischem Kalk statt des Kalkteiges aus Weisskalk wird der hydraulische Kalk zunächst zu Pulver gelöscht und dann der Mörtel aus Zement, Kalk und Sand trocken gemischt und schliesslich unter Wasserzusatz die Betonmasse hergestellt. Als zulässige Beanspruchung des Betons bei Betongründung wird man nicht mehr als 1/5 der Druckfestigkeit eines Probewürfels aus Beton nach 28 Tagen annehmen dürfen. In der Regel wird man eine Druckbelastung bei Mörtelmischungen von 1 : 4 bis 1 : 5 als 4—5 kg/qcm bei Betongründungen nicht überschreiten (vergl. S. 673). R. Dyckerhoff ermittelte bei Festigkeitsversuchen, welche er mit Betonwürfeln anstellte, nach 1 Tag Erhärtung an der Luft und 27 Tagen unter Wasser folgende Druckfestigkeiten[44]:

Mischungsverhältnis in Raumteilen				Druckfestigkeit kg/qcm
Zement	Kalkteig	Sand	Kies	
1	—	2	—	151,8
1	—	2	3	196,2
1	—	2	5	170,5
1	—	—	5	69,9
1	—	3	—	98,8
1	—	8	5	116,6
1	—	8	6,5	108,2
1	—	4	—	75,2
1	—	4	5	90,9
1	—	4	8,5	86,0
1	1	6	—	53,5
1	1	6	12	52,1

Bei der Betrachtung der Dykerhoffschen Zahlenreihe ist hervorzuheben, dass die Zementproben gestampft waren, wodurch natürlich eine erhebliche Festigkeitssteigerung erzielt werden kann. Mit geschüttetem und nicht gestampftem Beton dürfte man kaum die Hälfte dieser Festigkeit erreichen. Es ergibt sich weiter aus der Zahlenreihe, dass Beton ohne Sandzusatz, nur mit Kies hergestellt, geringere Festigkeit als der mit Sand angemachte hat. Der Grund dafür ist der, dass Hohlräume und unsatte Berührungsstellen zwischen den Kieskörnern verbleiben. Man sieht ferner aus der Zahlenreihe,

---

[44]) Protokoll der Generalversammlung des Vereins deutscher Zement-Fabrikanten 1880 S. 33 und 39 und Deutsche Bauz. 1880 S. 132.

was auch im übrigen durch die Praxis bestätigt wird, dass die Verminderung des Kieszusatzes (oder Schotterzusatzes) zum Beton unter eine gewisse Grenze unwirtschaftlich ist. Bei einer Mischung des Mörtels im Verhältnis 1:4 ergibt der Beton mit 8,5 Teilen Kies noch fast dieselbe Festigkeit wie derjenige mit nur 5 Teilen Kies.

Was das Verhältnis der Zug- und Scherfestigkeit des Betons zur Druckfestigkeit betrifft, so wird man die Zugfestigkeit durchschnittlich nur zu $^1/_{10}$—$^1/_7$ der Druckfestigkeit und die Scherfestigkeit zur $1\,^1/_5$—$1\,^1/_4$ fachen der Zugfestigkeit annehmen[45]).

Die Zugfestigkeit des Betons kann namentlich bei Schleusenbauten, aber auch beim Wehr und Kanaleinlauf da eine grössere Rolle spielen, wo es sich um starken Auftrieb handelt, die Sohle also gegen den Wasserdruck von unten die nötige Bruchfestigkeit haben muss. Um in diesem Falle die Zugfestigkeit der oberen Schichten zu erhöhen, kann die Verwendung von Eiseneinlagen sehr zweckmässig sein und zu grossen Materialersparnissen führen. Näheres vergl. die Spezialliteratur in den Literaturangaben.

Das Gewicht des Betons lässt sich aus der Zusammensetzung derjenigen Materialien angenähert berechnen, welche für 1 cbm erforderlich sind. Das Gewicht von 1 cbm Kies kann etwa auf 1300—1400, das von 1 cbm Schotter auf 1200—1300 kg angenommen werden. Das zu 1 cbm Beton gehörige Mörtelgewicht beträgt etwa 780—800 kg, sodass das Gewicht von 1 cbm Beton etwa zwischen 2000—2300 kg schwankt.

Die Mischung des Mörtels und des Betons erfolgt bei grossen Bauausführungen meistens auf maschinellem Wege. Die Kosten der Mischung betragen etwa 1,0—2,0 Mk. pro cbm, wenn dieselbe auf maschinellem Wege geschieht. Bei Mischungen mit der Hand hängt der Preis ganz vom ortsüblichen Tagelohn ab. Das Einbringen und Feststampfen kostet durchschnittlich, wenn es im Trocknen erfolgt, 0,50—1,00 Mk. pro cbm. Beim Versenken durch Trichter oder Kästen 1,50—2,00 Mk., einschliesslich Vorhalten der Geräte und Gerüste. Überschläglich und als Durchschnitt lassen sich die Kosten für 1 cbm Zement-Beton mit einer Mörtelmischung von etwa 1:3 bis 1:4 auf 18—25 Mk. angeben, in welchem Preise, wohlverstanden, die Kosten für den Abschluss und Aushub der Baugrube nicht enthalten sind. Wird der Kies und der Sand auf der Baustelle gewonnen, ohne dass besondere Unkosten für Transport entstehen, so kann man das cbm um 7—10 Mk. billiger in Ansatz bringen. Der Durchschnittspreis pro cbm Beton aus Mischungen von Portland-Zement und hydraulischen Kalken oder Weisskalk lässt sich demnach je nach dem Mischungsverhältnis überschläglich ermitteln.

Ausser der Gründung zwischen Spundwänden und auf Pfählen kann bei Wehrbauten besonders für einzelne Wehrpfeiler und für lange Ufermauern die Gründung auf Senkkästen oder Senkbrunnen mit Seitenwänden aus Stein, Holz oder Eisen in Frage kommen[46]). Bei diesen Gründungsarten ist es aber sehr schwierig, wenn nicht unmöglich, längere wasserundurchlässige Wände herzustellen. Die Mannigfachheit der ausgeführten Konstruktionen ist so gross, dass hier auf diese Gründungsart nicht weiter eingegangen werden kann, vielmehr auf die Spezialliteratur verwiesen wird.

Nachdem durch die zahlreichen Bauausführungen der letzten Zeit die Geräte für **Druckluftgründungen** ausserordentlich vervollkommnet und verschiedene grössere Baufirmen mit allen für die Druckluftgründung erforderlichen Maschinen und Geräten ausgerüstet sind, ist es möglich geworden, Gründungen mit Druckluft zu verhältnismässig billigen Preisen und in verhältnismässig kurzer Bauzeit durchzuführen, und es haben tatsächlich dieselben bei Ausführung von Wasserkraftanlagen eine sehr ausgedehnte Verwendung gefunden. Es wird der Ingenieur deshalb in Fällen, wo Pfahlrostgründungen oder Gründungen zwischen Spundwänden wegen der Schwierigkeit der Wasserhaltung oder wegen des mit grossen Steinen oder ähnlichen Hindernissen angefüllten Untergrundes

---

[45]) Der Portland-Zement und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1892. S. 97.

[46]) Die Tiefen bis zu welchen Senkbrunnen angeführt werden, überschreiten selten das Mass von 8,0 m unter N.W., ausnahmsweise sind aber erheblich grössere Tiefen erreicht. So wurden bei den Bauten der ostindischen Rajpootana-Staatsbahn 1870—75 gemauerte Senkbrunnen von 3,8 m äusserem Durchmesser und 0,84 m Wandstärke 18,0—23,0 m unter N.W. des Jumnaflusses gesenkt. Engng. 1875. Bd. II. S. 162 und Handbuch d. Ing.-Wissensch. I. T. Bd. 3. 1906. L. v. Willmann. Der Grundbau. S. 210.

oder wegen zu unsicherer Bauausführung, oder wegen zu langer Bauzeit, oder schliesslich wegen verhältnismässig zu grosser Kosten unzweckmässig oder ausgeschlossen erscheinen, heute nicht selten der Druckluftgründung den Vorzug geben müssen und insbesondere dann, wenn es sich um Herstellung wasserdichter Wände handelt.

Man unterscheidet im wesentlichen zwei Arten der Druckluftgründung und zwar:

1. diejenige mit verlorner Arbeitskammer und
2. diejenige mit beweglicher Arbeitskammer.

Die letztere Art soll bereits Ende des 13. Jahrhunderts bekannt gewesen sein, und man soll damals schon die Arbeitskammer „Taucherglocke“ genannt haben[47]).

Praktische Verwendung erhielt die Taucherglocke zuerst im grösseren Umfange durch Smeaton im Jahre 1779[48]). Die Glocke hing an einem Gerüst und das Aus- und Einsteigen geschah bei hochgehobener Glocke von einem Boote aus. Die Luftzuführung erfolgte mittelst einer Luftpumpe.

Die Gründungsart mit verlorner Arbeitskammer wurde durch die Erfindung der Luftschleusen des französischen Ingenieurs Triger im Jahre 1841 zuerst ermöglicht[49]).

Sehr vervollkommnet wurden die Apparate für Druckluftgründungen durch den Ingenieur Pfannmüller, welcher die Projekte für die pneumatische Grundung der Pfeiler einer Rheinbrücke bei Mainz im Jahre 1850 aufstellte[50]). Verwendung fand die Pfannmüllersche Idee zuerst im Jahre 1859 bei Gründung der Pfeiler der Kehler Rheinbrücke unter Leitung des französischen Ingenieurs Fleur St. Denis. Bei dieser Bauausführung hatte die Arbeitskammer eines Pfeilers eine gemeinschaftliche eiserne Decke, war aber in verschiedene Kammern geteilt. Um den Auftrieb des Wassers zu überwinden, wurde die Decke mit Fundament-Mauerwerk belastet, soweit nicht der Platz durch die Einsteigeschächte für die Arbeiter und durch die Schächte für die Förderung des Aushubs eingenommen war. Um die Reibung zwischen dem Erdboden und dem Fundamentkörper beim Versenken zu überwinden, wurde derselbe mit einem an die Decke der Arbeitskammer angeschlossenen Blechmantel umgeben. Bei der Ausführung ergab sich, dass die Einteilung in einzelne Kammern unnötig war, dass vielmehr die Arbeitskammer zusammenhängend in gleicher Ausdehnung wie das zu erstellende Fundament ausgebildet werden konnte.

Die verlorne Arbeitskammer wird heute meistens aus einem eisernen versteiften Kasten mit tragfähiger Decke in der Form eines Rechtecks und in der Grösse des beabsichtigten Fundamentes hergestellt. Dieselbe wird bei kleineren Wassertiefen schwimmend an Ort und Stelle gebracht und versenkt bei grösseren Wassertiefen an

---

47) Die erste Beschreibung einer solchen Taucherglocke rührt von Fr. Baco von Verulam aus dem Jahre 1645 her und findet sich im zweiten Bande seines Buches Novum Organon.

48) Smeaton stellte die Glocke aus Gusseisen her und machte sie so gross, dass 2 Mann in ihr Platz finden konnten; sie fand Verwendung beim Hafenbau in Ramsgate.

49) Triger hatte die Aufgabe einen Schacht auf ein Kohlenflöz zu treiben, das nahe der Loire bei Chalonnes liegt und über welchem zunächst Geschiebe der Loire in einer Mächtigkeit von 18—20 m gelagert sind. In dieser Geschiebeschicht stand das Wasser in gleicher Höhe wie im Flusse selbst. Triger verwendete eine eiserne Röhre von 1,80 m Dm. und versah dieselbe mit einer Kammer, welche durch zwei verschliessbare Mannlöcher entweder mit der zu versenkenden Röhre nach unten oder mit der freien Luft nach oben in Verbindung gesetzt werden konnte. C. Zschokke, Handb. d. Ing.-Wissensch. I. Teil. 3. Bd. 1906. S. 316.

50) G. Pfannmüller, Plan zur Erbauung einer stehenden Brücke über den Rhein 1850. † als Geheimer Oberbergrat in Darmstadt.

Gerüsten aufgehängt (Abb. 194, a, b, c und die Abb. 121, S. 535, welche letztere den Caisson mit Gerüst bei der Fundierung des Grundablasses der Anlage Fure et Morge darstellt). Auf die Decke der Arbeitskammer wird das Bauwerk errichtet und die Arbeitskammer dann allmählich auf den Grund herabgesenkt. Alsdann beginnt die Füllung der Kammer mit Pressluft, wobei die Belastung der Kammer so gross sein muss, dass sie sowohl den Auftrieb als auch die Reibung an den äusseren Wänden der Arbeitskammer und des Mauerwerkes überwinden kann. Während man früher die Arbeitskammer immer mit dichten Seitenwänden aus Blech versah, hat die Erfahrung gelehrt, dass man unter Umständen die Decke und auch die Seitenwandungen zwischen dem eisernen Gerüst dicht genug in Beton oder Mauerwerk herstellen kann, wodurch es ermöglicht wird, dass die spätere Ausfüllung der Arbeitskammer durch Beton einen dichteren und innigeren Anschluss an die Arbeitskammer selbst findet.

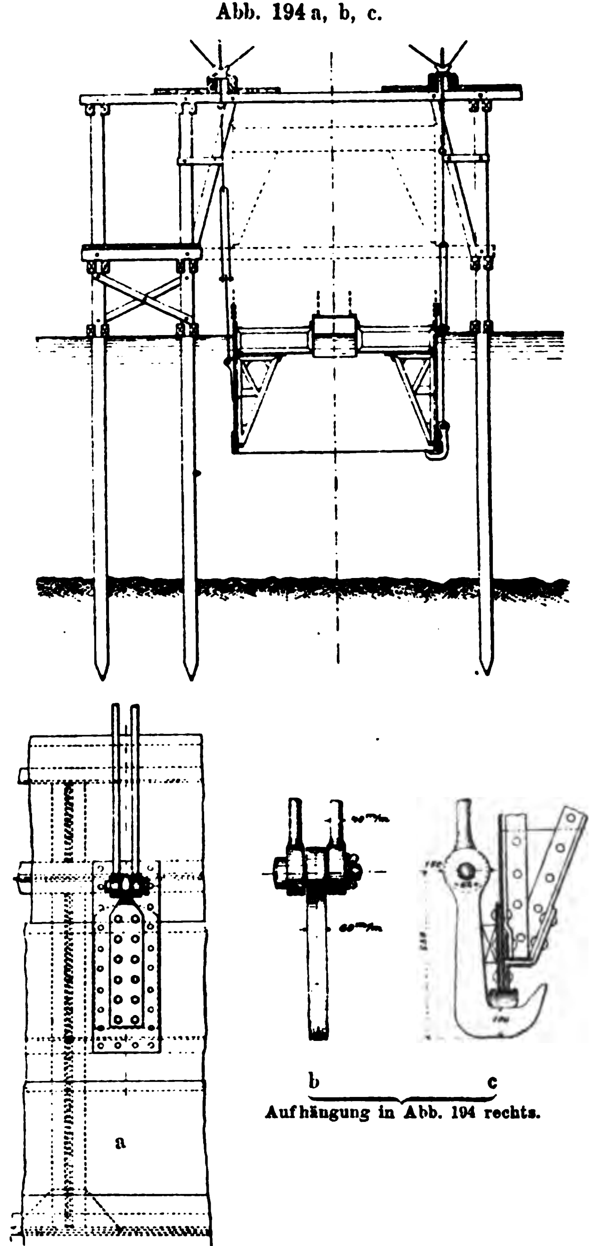


Abb. 194 a, b, c.

Aufhängung in Abb. 194 links.

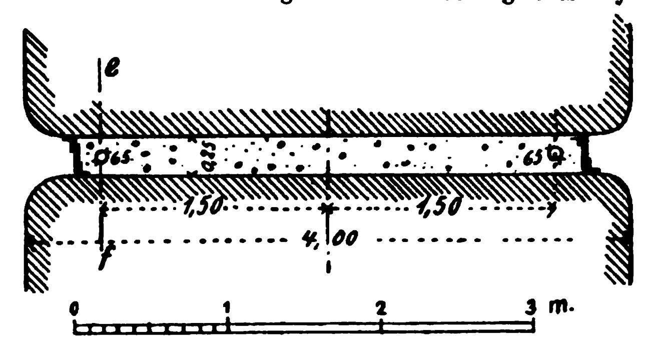
Aufhängung in Abb. 194 rechts.

Bei Gründung mit verlorner Arbeitskammer besteht die Gefahr, dass sich bei grösseren Aushubtiefen Kammer und Aufbau infolge der Reibung des Bodens trennen und die Arbeitskammer allein weiter sinkt. Diese Gefahr tritt besonders dann ein, wenn sich die Kammer schief stellt und infolgedessen die Reibung an den äusseren Flächen des Aufbaus einseitig sehr verstärkt wird. Deshalb errichtet man bei sehr tiefen Gründungen und bei solchen, wo ein Schiefstellen des Kastens zu befürchten ist, am besten das Mauerwerk innerhalb eines eisernen dichten Mantels, welcher zum Teil nach Fertigstellung des Bauwerkes herausgehoben und eventuell erneut Verwendung finden kann. Das Herausheben von Teilen dieses Mantels ist natürlich nur möglich, soweit sie nicht tiefer als höchstens 2 bis 2,5 m in den Boden eingedrungen sind. Man verbindet zu diesem Zwecke die unteren Mantelschüsse mittelst Flanschen und Bolzen und legt zur Dichtung zwischen die Flanschen Kautschukringe. Liegen diese Flanschen innen, was natürlich der Fall sein muss, wenn sie noch in den Boden mit eindringen sollen, so muss man innerhalb des Mantels so viel Platz lassen, dass ein

Arbeiter noch an die Bolzen zur Lösung derselben herankommen kann. Liegen die Flanschen nach aussen, so muss die Lösung der Bolzen durch Taucher stattfinden.

Bei Fundierung mit verlorner Arbeitskammer versieht man diejenigen Seiten, welche an die nächste Arbeitskammer anschliessen mit eisernen Schneiden von 0,10 bis 0,15 m Länge, gegen welche sich die Schneiden der nächsten Kammer legen. Der von diesen Schneiden abgeschlossene Zwischenraum zwischen 2 Arbeitskammern wird dann später sorgfältig ausgehoben und mit Beton ausgefüllt (Abb. 195).

Abb. 195. Abdichtung des Raumes zwischen zwei verlorenen Caissons bei der Fundierung des Krafthauses Jonage-Cusset-Lyon.



Die Druckluftfundierung mit beweglicher Arbeitskammer, d. h. mit solcher, welche allmählich mit dem steigenden Bauwerk gehoben wird, kann naturgemäss nur Anwendung finden bis zu einer Tiefe unter der Flussohle, welche noch das Herausziehen der Arbeitskammer gestattet. Als äusserste Grenze dürften 2,5 m anzusehen sein. Liegt der gute Baugrund tiefer unter der Sohle des Fusses, so muss man den Boden mittelst Bagger soweit abräumen, dass eine tiefere Versenkung der Glocke in den Baugrund nicht nötig wird. Wo das nicht ausführbar ist, kann die Fundierung mit beweglicher Arbeitskammer keine Verwendung mehr finden. Diese Arbeitskammern sind natürlich viel leichter konstruiert als die verlornen Arbeitskammern, weil sie nur dem Luftdruck, beziehungsweise Wasserdruck zu widerstehen brauchen. Um ihnen das nötige Gewicht gegen den Auftrieb zu geben, sind sie meistens mit einer kastenförmigen Decke versehen, in welcher Wasserballast eingelassen oder herausgepumpt werden kann.

Die beweglichen Arbeitskammern werden bei kleineren Abmessungen, namentlich wenn es sich um Herstellung langer Mauern handelt (Anlage Chèvres, Seite 445, Errichtung einer langen Grundmauer), zwischen zwei schwimmenden Gerüsten aufgehängt. Bei grösseren Abmessungen, grösserer Wassertiefe, schnell fliessendem Wasser etc. hängt man sie an festen Gerüsten an einem Laufkran mit Laufkatzen auf, sodass sie nach jeder Richtung bewegt werden können. Schliesslich können bewegliche Arbeitskammern auch als selbständig schwimmende grosse Glocken konstruiert werden, welche durch Einlassen und Auspumpen von Wasserballast gesenkt und gehoben werden. Solche Glocken tragen auf den bis über Wasser reichenden Schächten alle Arbeitsmaschinen etc. selbst.

Bei beweglichen Arbeitskammern ist man imstande, ein zusammenhängendes Mauerwerk in sehr grossen Ausdehnungen stückweise ohne Trennfugen unter Wasser herzustellen (Anlage Jonage-Cusset-Lyon, S. 518 und Abb. 114).

Damit die Arbeiter bequem arbeiten können, macht man die Arbeitskammern im lichten 2,0 bis 2,20 m hoch und sorgt für eine gute Beleuchtung. Die Höhe der beweglichen Arbeitskammern richtet sich überdies nach der Höhe der Mauerschicht, welche man bei einer gewissen Höhenlage der Arbeitskammer ohne Hebung ausführen will. In der Regel hat diese Schicht eine Höhe von 0,50 m und reicht dann eine gesamte lichte Höhe der Arbeitskammern von 2,25 m aus. Will man höhere Schichten erzielen, so muss die lichte Höhe der Arbeitskammer entsprechend vergrössert werden, damit die Arbeiter nicht gebückt zu arbeiten brauchen.

Ein ernster Nachteil der Druckluftgründung ist jedenfalls der, dass bei Spannungen von über einer Atmosphäre das Arbeiten in der Arbeitskammer und besonders das Ein- und Ausschleusen für die Gesundheit nachteilige Folgen haben kann. Bei 2 Atmosphären Spannung, d. h. bei 20,0 m Wassertiefe wird das Trommelfell schon so gespannt, dass sich die Arbeiter untereinander schwer verständigen können, und es dürfen nur sehr kräftige, an Lunge und Herz vollständig gesunde Leute in die Arbeitskammer hinein. Bei 35,0 m Wassertiefe kommen auch bei den gesundesten Leuten häufig Lähmungen und Schlagerscheinungen vor. Ganz besondere Vorsicht muss beim Aus- und Einschleusen verwendet werden und sind die Vorrichtungen so zu treffen, dass dasselbe langsam unter allmählicher Steigerung resp. Verminderung des Druckes erfolgen muss.

Die Vorzüge der Druckluftgründungen fasst Conrad Zschokke im Handb. der Ing.-Wissenschaften, I. Teil, 3. Bd., Der Grundbau, 1906, S. 392 u. ff. wie folgt zusammen:

a) Sie gestatten, ohne Rücksicht auf die Wasserdurchlässigkeit des zu durchfahrenden Bodens, die Gründung bis auf 35 m unter den Wasserspiegel hinabzuführen, den tragfähigen Untergrund zu reinigen, zu ebnen oder abzutreppen, oder auf jede andere Weise zu einem zweckmässigen Verbande mit dem Gründungsmauerwerk vorzubereiten. Holzstämme und Steinblöcke, deren Vorkommen im Untergrunde anderen Gründungsverfahren, wie Pfahlrost- und sogar Brunnengründungen, grosse Schwierigkeiten schafft, lassen sich bei den Druckluftgründungen abstemmen, bezw. mittelst Minen sprengen und beseitigen.

Felsbänke können in Taucherglocken gesprengt und entfernt werden.

Bei Anlage von Minen empfiehlt es sich im allgemeinen keine grösseren Ladungen anzuwenden, als beim gewöhnlichen Steinbruchbetriebe in freier Luft. Dabei ist darauf zu achten, dass die Verbrennungserzeugnisse der Sprengstoffe durch kräftige Luftzufuhr mittelst Syphons so gründlich und rasch als möglich aus den Arbeitskammern abgeführt werden. Es gilt dies namentlich von allen Sprengmitteln, bei denen Nitroglyzerin den Grundstoff bildet.

b) Das gesamte Gründungsmauerwerk lässt sich im Trocknen und unter den denkbar günstigsten Verhältnissen ausführen. Auf dem zur Aufnahme der Mauerung vorbereiteten Boden kann somit ein Mauerwerk erstellt werden, wie es im Trocknen und im Freien nicht besser ausgeführt werden kann. Es gilt dies sowohl für die Mauerung bei Druckluftgründungen mit verlorner Arbeitskammer als für diejenige in Glocken.

c) Aus diesen Verhältnissen geht hervor, dass die Abmessungen der Druckluftgründungen auf ein Mindestmass vermindert werden können und sich sowohl die Profilverengerungen bei Gründungen im laufenden Wasser als der Aufwand ungeheurer Massen von Steinmaterial für Gründungen in der See, sowohl in Form von Steinschüttungen als unter sich verbundener Blöcke, vollständig vermeiden lässt.

d) Die Gründungsarbeiten lassen sich im allgemeinen ohne Rücksicht auf hohe oder niedere Wasserstände und auf Ebbe- und Flutstand ausführen, woraus, neben der Sicherheit einer sorgfältigen Ausführung, ein Zeitgewinn und eine Beseitigung allfällig unvorherzusehender Verhältnisse folgt, was oft sehr hoch angeschlagen werden muss.

Bezüglich der richtigen Wahl des Verfahrens der Druckluftgründung gibt Zschokke folgende Grundsätze:

a) Bei Gründungen bescheidener Abmessungen, wo sich der gute Untergrund in einer Tiefe von über 5 m unter dem Wasserspiegel findet und starker Wasserzudrang stattfindet, ist die Druckluftgründung mit Hilfe gemauerter Arbeitskammern anzuwenden, insofern diese auf festem Boden und nicht etwa auf einem Gerüst über der Verwendungsstelle erbaut werden können und zwar sowohl bei Einzelgründungen (z. B. bei Brückenwiderlagern) als bei Gruppengründungen (z. B. bei fortlaufenden Mauern).

b) Handelt es sich unter gleichen Umständen darum, ausgedehnte Fundamente auf einem zwar tragfähigen, aber durchweg wasserdurchlässigen Boden auszuführen, so dienen grosse Arbeitskammern mit eisernen Einlagen am besten. Die Decke und die Seitenwandungen können indessen in Beton ausgeführt werden und somit sowohl die Deckenbleche als die Bleche der Seitenwandungen wegfallen. In diesem Fall ist die Arbeitskammer durch Zwischenwände in mehrere unter sich verbundene Kammern zu teilen, um die Höhe der Deckenbalken zu verringern.

c) Bei Gründungen in fliessendem Wasser, wo der gute Untergrund durch wasserhaltigen, wenig tragfähigen Boden bedeckt ist, müssen Arbeitskammern von Eisen zur Verwendung kommen.

Ihre Aufstellung lässt sich folgendermassen bestimmen:

I. Bei stark fliessendem Wasser:
Auf einem hölzernen festen Gerüst über der Baustelle.

II. Bei langsam fliessendem Wasser:

α) Wenn es eine geringe Wassertiefe (weniger als 2,50 m) hat und zahlreiche gleiche Gründungen auf grosse Tiefen zu erstellen sind: mit einem Schwimmgerüst.

β) Bei grosser Wassertiefe (mehr als 2,50 m) und grosser Aushubtiefe: indem man die Arbeitskammern am Lande erstellt und schwimmend an die Verwendungsstelle bringt.

γ) Bei grosser Wassertiefe (mehr als 2,50 m) und geringer Aushubtiefe: mittelst Glocken an Hängegerüsten.

III. Bei stillem Wasser, grosser Tiefe des Wassers, aber geringer Aushubtiefe und grosser Zahl von Gründungen: mit Glocken ohne Hängegerüste.

Die Kosten der Druckluftgründung pro cbm hergestelltes Fundament hängen natürlich in hohem Masse von der Fundierungstiefe, von den Bodenverhältnissen und den mit ihnen eventuell verbundenen Unterbrechungen der Arbeit, von der Wassergeschwindigkeit und anderen Umständen ab. Für mittlere Verhältnisse macht Zschokke folgende Angaben:

Bezeichnet man mit:

a den mittleren Preis des auszuführenden Mauerwerks, den man in freier Luft zu zahlen hätte,

b den Preis für das in Druckluft auszuhebende cbm Boden, wobei derselbe, je nach der auszuhebenden Bodenart, zwischen 12 und 20 Mk. (den ersteren für Kies, den letzteren für Kalkfelsen) angesetzt werden und neben den Kosten für Aushub noch diejenigen für Luft und Licht begreifen soll,

t in m die Tiefe unter N.W., auf welche die Gründung hinabzuführen ist, so erhält man den Gesamtpreis P für das cbm Mauerwerk:

1. Für Gründungen mit gemauerten, verlorenen Arbeitskammern (alle Preise in Mk.)

$$P = 1{,}2\ (a + b) + \frac{18}{t}.$$

Beispiel: Setzt man $a = 14{,}5$ Mk.
$b = 12{,}0$ „
$t = 7{,}0$ m

so wird $P = 1{,}2 \times 26{,}5 + \frac{18}{7} = 34{,}4$ Mk.

2. Für Gründungen mit grossen verlornen Kammern in armiertem Eisen:

$$P = 1{,}2\ (a + b) + \frac{75}{t}.$$

Beispiel: Bei den gleichen Annahmen wie oben.

$$P = 1{,}2 \times 26{,}5 + \frac{75}{7} = 42{,}50 \text{ Mk.}$$

3. Für verlorne eiserne Caissons mit Gerüst und Mantelblechen

$$P = 1{,}5\ (a + b) + \frac{300}{t}$$

Beispiel: Setzt man $a = 14{,}50$ Mk.
$b = 12{,}00$ „
$t = 9{,}00$ m

so wird $P = 1{,}5 \times 26{,}5 + \frac{300}{9} = 73{,}05$ Mk.

4. Für verlorne eiserne Caissons mit Mantelblech, die am Lande gebaut und an die Baustelle schwimmend befördert werden

$$P = 1{,}5\ (a + b) + \frac{225}{t}$$

Beispiel mit den gleichen Annahmen wie unter 3

$$P = 1{,}5 \times 26{,}5 + 25 = 56{,}8 \text{ Mk.}$$

5. **Für bewegliche Hängeglocken** (bei mindestens 20000 cbm Mauerwerk)

$$P = 1{,}2\ a + 1{,}5\ b + 12.$$

Beispiel: Bedingungen wie unter 3

$$P = 1{,}2 \times 14{,}5 + 1{,}5 \times 12 + 12 = 47{,}40 \text{ Mk.}$$

6. **Für bewegliche**, schwimmende Taucherglocken (bei mindestens 50000 cbm Mauerwerk):

$$P = 1{,}2\ a + 1{,}5\ b + 16.$$

Beispiel: Wie unter 3

$$P = 1{,}2 \times 14{,}5 + 1{,}5 \times 12 + 16 = 51{,}40 \text{ Mk}$$

Diese Preise haben nur Gültigkeit, wenn die Kosten der Apparate für Pressluftfundierung und aller Gerüste nicht ausschliesslich für das eine gerade vorliegende Objekt aufzuwenden und vollkommen zu tilgen sind. Der bauausführende Ingenieur wird indessen die Pressluftfundierung meistens von Spezialfirmen ausführen lassen, die mit allen erforderlichen Geräten und Gerüsten versehen sind und über geschultes Personal verfügen, sodass annäherungsweise die obigen Preise tatsächlich für einen praktischen Fall zugrunde gelegt werden können. Jedenfalls bieten diese Angaben dem entwerfenden Ingenieur zunächst einen guten Anhalt dafür, zu entscheiden, wann es sich empfiehlt, die Anwendung von Druckluftgründung in nähere Erwägung zu ziehen.

Literaturangaben zu Kap. III. § 1. Stauwerke. A. Wehre.

G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst. I. u. II. Teil (3. Aufl. 1874).

Eytelwein, Handbuch der Hydraulik.

Poncelet u. Lebros, Expériences hydrauliques sur les lois de l'écoulement de l'eau.

Weissbach, Ingenieurmechanik. 5. Aufl. Bd. 1.

Bauernfeind, Vorlegeblätter für Wasserbaukunde. München 1866.

Grashof, Theoretische Maschinenlehre. Leipzig 1875.

Meissner, Hydraulik. Jena 1878.

Debauve, Manuel de l'Ingénieur. Paris 1878.

M. Becker, Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. Stuttgart 1853. S. 205. 4. Aufl. Leipzig 1883.

Rühlmann, Hydromechanik. 2. Aufl. 1880.

J. F. Bubendey, zweite Auflage von **G. Tolkmitt**: Grundlagen der Wasserbaukunst. 1907.

Allemann, Stauwehr aus Beton in der Eger bei Karlsbad. Wochenschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1882. S. 178.

Synam, Hölzerne Wehrklappen. Engineering. 1870.

Scheck, Eiserne Klappenschütze am Wehr zu Hohensaaten. Deutsche Bauz. 1880. S. 78.

Hoech, Bewegliches Wehr mit beweglichen Pfeilern. Wochenblatt für Architekten und Ingenieure. 1882. S. 245.

Greve, Selbsttätiges Klappenwehr. Zentralbl. der Bauverw. 1883. S. 339.

Nakonz, Bewegliches Wehr mit 3 Kammern. Zentralbl. der Bauverw. 1890. S. 185 und 203 und 1891 S. 276.

Schlichting, Kanalisation der Mosel. Sonderabdruck aus der Zeitschr. für Bauw. 1874.

Mohr, Wehranlage in der Küddow bei Tarnowken. Berlin 1882.

Mohr, Stauanlage in der Spree bei Charlottenburg. Zeitschr. für Bauw. 1886.

Cuno, Kanalisierung des Main von Frankfurt bis Mainz. Zeitschr. für Bauw. 1888. S. 19—44.

Rheinhardt, Bewegliche Wehranlagen an flössbaren und anderen Flüssen. Zentralblatt der Bauverw. 1889. S. 227 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890. S. 661.

Carro. Rollklappenwehr. Zentralbl. d. Bauverw. 1890. S. 211.

Paolo Milani, Il Canale industriale di Paderno. Mailand 1898.

Brunner, Bewegliche Stauvorrichtung zu Steinen (Schleswig). Deutsche Bauz. 1880. S. 456.

Handb. d. Ing.-Wissenschaften. Wasserbau. III. Teil. 3. Bd. 1892.

Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern. Wien 1871. Gerold.

Winkler, Neue Theorie des Erddruckes nebst einer Geschichte des Erddruckes und der hierüber angestellten Versuche. Wien 1872.

Culmann, Graphische Statik. Zürich 1875.

Weyrauch, Theorie des Erddruckes auf Grund der neueren Anschauungen. Wien 1881.
Forchheimer, Über Sanddruck und Bewegungserscheinungen im Innern trocknen Sandes. Aachen 1888.
Rankine, Handbuch der Bau-Ingenieurkunst. Nach der 12. Auflage des englischen Originalwerkes deutsch bearbeitet von **Franz Kreuter**. Wien. Lehmann & Wenzel.
Kreuter, Elementare Theorie des Erddruckes und Berechnung der Stützmauern. 1878.
Kreuter, Graphische Konstruktion eines Stützmauerprofils. Deutsche Bauz. 1879. S. 366.
Kreuter, Zur Konstruktion von Stützmauern. Deutsche Bauz. 1879. S. 508.
Kreuter, Beitrag zur Berechnung trapezförmiger Stützmauerquerschnitte. Zentralbl. d. Bauverw. 1893. S. 245.
v. Ott, Die Statistik des Erdbaues, die Stützmauern und Gewölbe. Prag 1888.
Möller, Erddrucktabellen. Leipzig 1902.
v. Kaven, Stütz- und Futtermauern. Aachen 1875.
Dolezalek, Skizzen von steinernen Brücken, Stütz- und Futtermauern. Herausgegeben von den Studierenden des III. Bauingenieur-Kursus der Technischen Hochschule zu Hannover 1878/79.
Mohr, Beitrag zur Theorie des Erddruckes. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871. S. 344.
Mohr, Zur Theorie des Erddruckes. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872. S. 67, 245.
K. Cramer, Die Gleitfläche des Erddruckprismas und der Erddruck gegen geneigte Stützwände. Zeitschr. f. Bauw. 1879. S. 521.
Leygue, Nouvelle recherche sur la poussée des terres et le profil de revêtement le plus économique. Ann. des ponts et chaussées 1885. X. S. 788.
Flamant, Tables numériques pour le calcul de la poussée des terres. Ann. des ponts et chaussées. 1885. S. 515.
Intze, Über die erforderliche Stärke der gebräuchlichen Formen von Kaimauern, Stützmauern, Talsperren mit Rücksicht auf die Widerstandsfähigkeit der Materialien und etwaiger Fehler bei der Ausführung. Deutsche Bauz. 1875. S. 232.
Boussinesq, Sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface supérieure est horizontale. Ann. des ponts et chaussées. 1882. I. S. 625.
Clavenard, Mémoire sur la stabilité, les mouvements, la rupture des massifs en général, cohérants ou sans cohésion. Ann. des ponts et chaussées. 1887. XIII. S. 593.
C. A. Menzel und **J. Promnitz**, Die Gründung der Gebäude. Halle 1873.
Franzius, Der Grundbau. Deutsches Bauhandbuch. Bd. III. Berlin 1879.
L. Brennecke, Der Grundbau. Handbuch der Baukunde. III. Abt. 1. Heft. Berlin 1887.
Gustav Meyer, Der Grundbau unter Ausschluss der Druckluftgründungen. Fortschr. der Ing.-Wissensch. 1. Gruppe. 2. Heft. Leipzig 1896.
L. v. Willmann, Grundbau. II. Kap. des Lehrbuches des Tiefbaues. Herausgegeben von **K. Esselborn**. Leipzig 1904.
H. Lückemann, Der Grundbau. Berlin 1906.
H. Saeger und **E. Cramer**, Vorrichtungen zur Prüfung von Portlandzement. Berlin 1903.
Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbeton. Berlin 1904.
W. Fresenius, Über den Nachweis fremder Zumischungen im Portlandzement. Berlin 1904.
Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt unter Mitwirkung von Vertretern der Ministerien und Versuchsanstalten deutscher Bundesstaaten, sowie anderer Sachverständiger vom Deutschen Beton-Verein (E.-V.) Februar 1905.
F. W. Büsing u. **Dr. C. Schumann**, Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen (3. Aufl. Berlin 1905).
C. Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern. Berlin 1905.
R. Saliger, Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion. Stuttgart 1905.
G. Schellenberger, Eisenbetontabellen für Platten und Unterzüge. Berlin 1905.
Lehmann, Probebelastung. Deutsche Bauz. 1881. S. 403.
Brennecke, Das Gefrierverfahren von **F. H. Pötsch** und seine Anwendung im Bau- und Ingenieurwesen. Zentralbl. d. Bauverw. 1883. S. 461 und 1884. S. 287.
Alby, Note sur des expériences de congélation des terrains. Ann. des ponts et chaussées. 1887. II. S. 338.
Brennecke, Neuere Mitteilungen über das Gefrierverfahren von **Pötsch**. Zentralbl. d. Bauverw. 1888. S. 249, 278, 495.

Mitteilungen über Abmessungen der Pfähle, namentlich bei amerikanischen Bauten. Ann. des traveaux publics. 1889. S. 2222.

Einpressen von Zement nach Patent Neukirch. Zentralbl. d. Bauverw. 1889. S. 338. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890. S. 361.

Schwedler, Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1891. S. 90.

Einpressen von Zement nach Kinipple. Engng. 1892. I. S. 609 u. 646.

Vorrichtung und Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Baugrundes (Fundamentprüfer von Ingenieur Rud. Mayer). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896. S. 589. u. 654. — Schweiz. Bauz. 1896. Bd. 28. S. 155. — Deutsche Bauz. 1897. S. 291. — Zentralbl. d. Bauverw. 1897. S. 427, 439 u. 452. — Baugewerkztg. 1897. S. 583.

Föppl, Versuche über die Elastizität des Erdbodens. Zentralbl. d. Bauverw. 1897. S. 276.

Verfahren von Dulac zur Verdichtung des Bodens bei den Gründungsarbeiten für die Ausstellungsbauten in Paris. Südd. Bauz. 1898. S. 222.

Geibel, Kosten ausgeführter Bodenuntersuchungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1899. S. 114.

Caméré, Einpressen von Zement unter Luftdruck in Mauerwerkskörper und bei Gründungen. Ann. des Ponts et chaussées 1900. I. S. 408.

Verfahren zum Messen der Tragfähigkeit von Baugrund, Rammpfählen und anderen Grundbaukörpern durch unmittelbare Gewichtsbelastung. D.R.-P. Nr. 140524 von H. Magens in Hamburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1904. S. 564.

Paulsdorf, Gründung auf Moorboden. Zentralbl. d. Bauverw. 1904. S. 423.

Engels, Berechnung der Bohlwerke. Zentralbl. d. Bauverw. 1903. S. 273 u. 649.

Schraubenpfähle aus zusammengeschraubten Trommeln. Engng. 1870. I. S. 356. — Nouv. ann. de la constr. 1871. S. 60 u. 61.

Schmiedeeiserne massive Pfähle mit gusseisernen Schrauben. Deutsche Bauz. 1874. S. 196. Nouv. ann. de la constr. 1874. S. 127; 1877. S. 36. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878. S. 88.

Schraubenpfähle nach Patent Oppermann. Nouv. ann. de la constr. 1881. S. 17.

Fundierung auf eisernen Schraubenpfählen. Deutsche Bauz. 1882. S. 344. Wochenblatt f. Arch. u. Ing. 1882. S. 156.

Spundwände aus Profileisen von K. Oltrogge in Bremen. Zentralbl. d. Bauverw. 1891. S. 172.

Pfahlwände aus I-Eisen bei der Gründung der Rheinbrücke bei Bonn. Deutsche Bauz. 1897. S. 11.

Spundwand aus I-Eisen bei der Gründung der Kornhaus-Brücke in Bern. Schweiz. Bauz. 1898. I. S 92. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1896. S. 1292.

Pfahlwände aus I-Eisen bei der Betongründung der Bonner Rheinbrücke. Zentralbl. d. Bauverw. 1898 S. 619 u. 620. Deutsche Bauz. 1898. S. 658. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 310.

Eiserne Spundwände für die Cuiver-Flussbrücke. Engng. record. 1904. Bd. 49. S. 557.

Behrendsche Eisenbohlen für Stahl-Spundwände, verwendet von der United States Piling Co. Engng. news. 1904. II. S. 286.

K. E. Hilgard, Neue Querschnittsformen für eiserne Spundwände. Schweiz. Bauz. 1905. I. S. 224. Génie civil. 1905. Bd. 47. S. 132. Engng. record. 1905. II. S. 79 u. 571. Engineer. 1905. II. S. 485. Nouv. ann. de la constr. 1905. S. 174.

Rammpfahl aus Beton mit Eiseneinlagen. D. R.-P. Nr. 106756/57 von F. Hennebique in Paris. Zentralbl d. Bauverw. 1900. S. 404.

Betoneisen-Pfahlrost vom Neubau des Amtsgerichtsgebäudes Wedding in Berlin. Deutsche Bauz. 1902. S. 582. Zentralbl. a. Bauverw. 1902. S. 560.

v. Emperger, Betoneisen-Pfähle. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902. S. 746.

Betonpfähle nach Hennebique. Engng. record. 1902. Bd. 46. S. 618.

Betonspundbohlen nach Rechtern, Vering und Döpking. Zement und Beton. 1904. Beilage. S. 221.

Eine schwierige Betonpfahlgründung. Engng. record. 1904. Bd. 50. S. 450.

Harper, Anwendung von Betonpfählen zur Gründung der United States Naval Academy; Engng. record. 1905. Bd. 51. S. 277.

Die Ausführungsweise von Dulac zur Herstellung von Betonpfählen. Beton und Eisen. 1905. S. 12.

Mast, Anwendung neuer Gründungsverfahren. Deutsche Bauz. 1905. S. 303.

Hilgard, Über neuere Fundierungsmethoden mit Betonpfählen. Schweiz. Bauz. 1906. I. S. 22, 94, 108 und 134.

Anwendung von Eisenbetonpfählen und Spundwänden für Gründungszwecke. Engineer. 1906. I. S. 56 und 79.

Sonne, Zugrammen beim Bau der Fuldabrücke bei Kragenhof. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855. S. 163.
Lahmeyer, Über Zugrammen. Ziviling. 1857. Bd. III. S. 126.
Schwartzkopfsche Ramme. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1860. S. 110 u. 224.
Köpcke, Rammen beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1860. S. 292.
Ramme von Sissons & White, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1866. S. 418.
Die Riedingersche Pulverramme. Deutsche Bauz. 1868. S. 488.
Hübbe, Einspülen von Pfählen. Deutsche Bauz. 1873. S. 92.
Franzius, Leistung verschiedener Dampframmen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1876. S. 62.
Leistung und Kosten der Dampframmen nach dem System J. Chrétien beim Bau der Donaubrücke der Budapester Verbindungsbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1877. S. 88.
Die Leistung der von Menck & Hambrock verbesserten Figéeschen Dampframme. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889. S. 485.
Die Figéesche Kunstramme. Zeitschr. f. Bauw. 1890. S. 344.
Mitteilungen über Erfahrungen mit der Figéeschen Dampframme. Deutsche Bauz. 1899. S. 199.
Anwendung elektrisch betriebener Rammen beim Bau der neuen Donaubrücke zu Budapest. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1899. S. 110.
Ramme zum Einrammen von Pfählen unter Wasser mit im Trocknen (innerhalb einer aufgesetzten Röhre) schlagendem Rammbär. D.-R.-P Nr. 122542 von Th. Möbus in Berlin. Deutsche Bauz. 1903. S. 594.
Betonpfahl-Kranramme von Menck & Hambrock in Altona-Hamburg. Beton und Eisen 1906. S. 20.
Über die Tragfähigkeit hölzerner und eiserner Pfähle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1870. S. 420. Journ. of the Franklin inst. 1868.
J. Wex, Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Zeitschr. f. Bauw. 1880. S. 267.
Tragkraft eines eingerammten [Pfahles nach einer in England gebräuchlichen empirischen Formel. Zentralbl. d. Bauverw. 1883. S. 48.
Brennecke, Versuche über den Widerstand von Schraubenpfählen im Boden. Zeitschr. f. Bauw. 1886. S. 450.
Bubendey, Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Zentralbl. d. Bauverw. 1896. S. 533 und 545. 1897. S. 160.
W. Lorentz, Widerstand eingerammter Pfähle gegen das Herausziehen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1875. S. 89.
Anschneiden von Zapfen unter Wasser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1880. S. 378.
Beseitigung von Hindernissen in der Baugrube. Zeitschr. f. Bauw. 1882. S. 23.
Widerstand eingerammter Pfähle gegen das Herausziehen. Zentralbl. d. Bauverw. 1883. S. 47.
L. Brennecke, Gründung mittelst Dynamit. Zentralbl. d. Bauverw. 1887. S. 490, 498 und 506. Nouv. ann. de la constr. 1887. S. 104.
Baggervorrichtung von Millroy. Deutsche Bauz. 1868. S. 470. Zeitschr. d. Ver. deutscher. Ing. 1869. S. 579.
Die indische Schaufel beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876. S. 85 und 197.
Exkavator von Bruce & Batho. Revue ind. 1876. S. 109.
Sackbagger beim Bau der Elbbrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1877. S. 560.
Leistungen und Kosten von Dampfbaggern. Zeitschr. f. Bauw. 1877. S. 489.
Der Priestmannsche Kranbagger. Zentralbl. d. Bauverw. 1882. S. 434, 473. 1884. S. 5.
Pressluftbagger von Jaudin. Deutsche Bauz. 1887. S. 78. Zentralbl. d. Bauverw. 1887. S. 195.
Greifbagger für die Gründungsarbeiten beim Bau des Wellenbrechers zu Buffalo. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1898. S. 262.
Stielbagger im Einschnitt bei Riesenbeck (Dortmund-Ems-Kanal). Deutsche Bauz. 1898. S. 457.
Löhmann, Der rheinische Trass, seine Gewinnung und seine Fundstätten. Deutsche Bauz. 1878. S. 273.
Die Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement. Zentralbl. d. Bauverw. 1887. S. 309.
Über einen Versuch, das Binden des Zementmörtels zu verlangsamen. Zentralbl. d. Bauverw. 1889. S. 8.
Vergleichende Untersuchungen von Puzzolan-, Portland- und Romanzementen. Zentralbl. d. Bauverw. 1890. S. 539. Ann. des ponts et chaussées. 1890. I. S. 312. 1890. II. S. 277.
Anwendung von Trassbeton. Zeitschr. f. Bauw. 1890. S. 348.

Zur Herstellung von Schlackenzement. Stahl und Eisen. 1890. S. 523 und 625.
Die hydraulischen Bindemittel Norddeutschlands. Zentralbl. d. Bauverw. 1891. S. 509.
Über Mörtelbereitung im Kollergange. Zentralbl. d. Bauverw. 1892. S. 287. 1893. S. 76.
Geräte und Verfahren für die Prüfung von Portlandzement in der königl. mech.-techn. Versuchsanstalt. Zentralbl. d. Bauverw. 1896. S. 455.
M. Gary, Beschreibung und Prüfung der Hammerapparate, Bauart Böhme. Mitteil. a. d. königl. techn. Versuchsanst. zu Berlin. 1898. S. 93.
M. Gary, Über die Ursachen der Abweichungen in den Festigkeitsergebnissen der Zementprüfung an verschiedenen Orten. Daselbst 1898. S. 1.
M. Gary, Normalsande. Daselbst 1898. S. 121.
Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen unter Zugrundelegung der Festigkeit, Dichtigkeit und der Kosten des Mörtels. Südd. Bauz. 1899. S. 246.
Volumenverminderung der Portlandzementmörtel mit Metalleinlage. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1899. Bd. 45. S. 216.
Einfluss der Eiseneinlagen auf die Eigenschaften des Zementmörtels u. d. Betons. Zentralbl. d. Bauverw. 1900. S. 83.
Prüfung der Druckfestigkeit von Beton. Zentralbl. d. Bauverw. 1900. S. 226.
A. Martens, Über den Sicherheitsgrad und die Beurteilung der Festigkeitsversuche nach den Normen für Zementprüfung. Mitteil. a. d. königl. techn. Versuchsanst. zu Berlin. 1900. S. 91.
A. Martens, Prüfung der Druckfestigkeit von Beton. Daselbst 1900. S. 102.
M. Gary, Wie prüft man Beton? Tonindustriezeitg. 1900. S. 421.
M. Gary, Der gegenwärtige Stand der Zementprüfung in Deutschland. Mitteil. a. d. königl. techn. Versuchsanst. zu Berlin. 1901. S. 189.
M. Gary, Zerreissvorrichtung für Mörtelproben. Daselbst 1901. S. 214.
H. Burchartz, Druckfestigkeit von Beton und Einfluss der Körper-Würfelgrösse auf die Erhärtung, bezw. Festigkeit von Zementmörtel und Beton. Daselbst 1903. S. 111.
H. Burchartz, Ein neues Verfahren zur Ermittlung der Zugfestigkeit von Portlandzement. Daselbst 1903. S. 196.
Vermeidung von Schlammbildung beim Betonieren unter Wasser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874. S. 507.
Mischtrommel bei den Hellingsbauten in Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876. S. 59.
Betonkasten und -Wagen vom Bau der Coblenzer Rheinbrücke. Zeitschr. f. Bauw. 1881. S. 97.
Pneumatischer Betontrichter von Zschokke. Tijdskrift van het koningl. Inst. van Ing. 1881/82.
Klappkasten beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882. S. 251.
Betonversenkung mit Säcken. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880. S. 152. 1881. S. 17. Ann. des ponts et chaussées. 1883. I. S. 19.
Betontrichter von Jaudin. Zentralbl. d. Bauverw. 1887. S. 195.
Betonstampfmaschine von Vering. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889. S. 441.
Mischtrommel zur Bearbeitung von Zementmörtel und Beton. Zeitschr. f. Bauw. 1894. S. 547.
Mischtrommel zur Herstellung von Zementbeton. D.R.G.M. Nr. 21257. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895. S. 1536.
Das Betonieren unter Wasser mittelst Trichter. Deutsche Bauz. 1895. S. 287.
Betonmischer. Engng. news 1904. I. S. 527.
Betonmischmaschinen, Bauart Ratzinger & Weidenkaff. Bauing.-Zeitg. 1905. S. 8.
Beton-Mischmaschinen in England. Beton und Eisen. 1905. S. 130.
Verfahren zur Herstellung von Wasserdichtigkeit in Beton. Beton u. Eisen. 1905. S. 59.
Vorsichtsmassregeln bei Anwendung von Beton bei Frostwetter, Verfahren von Ransome & Smith Co. Engng. record 1905. Bd. 51. S. 249.
H. Horner, Die Betonmischmaschinen in England. Beton u. Eisen. 1905. S. 161.
Neue Betonmischmaschinen. Zement u. Beton 1905. S. 250 und 264.
Schutzvorrichtungen für das Betonieren bei Frostwetter. Bauing.-Zeitg. 1905. S. 152.
Betonbereitung mit Maschinen. Mitteil. über Zement, Beton usw. S. 58, 61 u. 69. Beibl. zur Deutschen Bauz. 1905.
Betonmischmaschinen von Ransome & Smith. Zement und Beton. 1905. S. 296.
Mack, Baugrubenzimmerung. Deutsche Bauz. 1871. S. 227.
Beweglicher Fangdamm für Arbeiten im Schuylkillfluss. Wochenbl. f. Bauk. 1885. S. 446.

Brennecke, Über die Grösse des Wasserdrucks im Boden. Zentralbl. d. Bauverw. 1886. S. 87. Zeitschr. f. Bauw. 1886. S. 102.

Gefahren bei Gründung im Triebsand durch starkes Auspumpen. Zentralbl. d. Bauverw. 1890. S. 40. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890. S. 689.

Bredtschneider, Absenken des Grundwasserstandes in Baugruben durch Rohrbrunnen. Zentralbl. d. Bauverw. 1898. S. 74 und 88.

Francis, Holzfangdammgründungen. Journ. of the ass. of eng. Soc. 1904. Febr. S. 65.

P. Roberts, Über den Bau von Fangdämmen. Engng. news 1905. II. S. 138.

Ph. Forchheimer, Über den Wasserzudrang in Brunnen und Baugruben. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1905. S. 591.

Schäffer, Allgemeine Übersicht der Fundierungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung des Eisens im Grundbau. **Rombergs** Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1860. S. 17 und 123. **Haarmanns** Zeitschrift f. Bauhandw. 1862. S. 172.

Rud. Mayer, Über die Bedingungen einer gleichförmigen Druckverteilung in dem Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897. S. 34.

E. Dyckerhoff, Über Betonbauten. Deutsche Bauz. 1888. S. 242.

Mehrtens, Gründung auf Beton. Zentralbl. d. Bauverw. 1894. S. 164 und 177.

Harnisch, Betongründung der Schleuse am Mühlendamm in Berlin. Zentralbl. d. Bauverw. 1895. S. 314 und 347. Zeitschr. f. Bauw. 1896. S. 68.

Betongründung zwischen eisernen Spundwänden für die Pfeiler der Bonner Rheinbrücke. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 310 und 311.

Astfalck, Über Betonfundierungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1899. S. 225. Schweiz. Bauz. 1899. II. S. 41.

M. Koenen, Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonbauten. Zentralbl. d. Bauverw. 1902. S. 229.

Eiselen, Neuere Ausführungen in Eisenbeton. Deutsche Bauz. 1905. S. 579, 591 und 622.

A. Wiebe, Senkkastengründung der Pfeiler der Breslau—Schweidnitzer Eisenbahnbrücke. Deutsche Bauz. 1875. S. 365.

Senkkasten auf Pfahlrost bei der Kaimaueranlage zu Rouen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882. S. 590.

Hölzerne Senkkasten zur Gründung der Sigilla-Brücke der Brunswick-Western Eisenbahn. Engng. news 1898. I. S. 8.

P. Simons, Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen beim Bau des rechtsufrigen Pfeilers der Kornhausbrücke in Bern. Schweiz. Bauz. 1898. I. S. 92 und 101.

Quassowski, Ausführungen von Gründungen auf der Berlin-Potsdamer Bahnlinie. Zeitschr. f. Bauw. 1874. S. 298 und 310.

Franzius, Brunnen aus Beton für eine Kaimauer in Glasgow. Deutsche Bauz. 1875. S. 31.

Brennecke, Über Senkkasten aus Mauerwerk. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884. S. 243.

R. Crampe, Praktische Erfahrungen bei Kastengründungen. Baugewerkztg. 1870. S. 130.

C. Reiche, Die grösseren Brücken der Muldentalbahn, insbesondere deren Fundierung. **Glasers** Ann. f. Gew. und Bauw. 1879. II. S. 422. 1880. S. 7 und 162.

L. Brennecke, Zwei Belastungsannahmen für die Berechnung der Stärke eiserner Senkkasten. Deutsche Bauz. 1884. S. 390.

Calse, Neue Art der Gründung in sandigem und wasserhaltigem Boden, wobei Kasten mittelst Wasserspülung versenkt werden. Mém. de la soc. des ing. civ. 1901. Sept. S. 562.

Kastengründung für ein Bankgebäude in New York. Engng. news. 1901. II. S. 222.

Zander, Röhrengründung der neuen Molenköpfe im Hafen von Stolpmünde. Zeitschr. f. Bauw. 1902. S. 528.

Kastengründung der neuen Brücke über den Amu-Darja. Zeitschr. d. Ver. deutscher Eisenbahnverw. 1902. S. 780. Schweiz. Bauz. 1902. II. S. 87.

B. Die Talsperren.

Hierzu Tafel LII[51].

Talsperren sind Stauwerke, welche dazu bestimmt sind, die fliessenden Wassermengen eines Gewässers aufzuspeichern und einen Ausgleich zwischen dem Zuviel und dem Zuwenig des Zuflusses künstlich herbeizuführen. Ihre Wirkung tritt dadurch äusserlich in die Erscheinung, dass sie einen künstlichen See bilden. Die Talsperren sind gleichzeitig Wehre, welche eine und zwar meistens eine sehr erhebliche Hebung des Wasserspiegels im Flusse verursachen und das Gefälle einer längeren Flusstrecke an einer Stelle zusammenfassen. Auf diese Weise haben sie als Kraftquellen oder Kraftsammler eine doppelte Bedeutung, indem sie nicht nur auf eine gleichmässige Verteilung der von der Natur ungleichmässig zur Verfügung gestellten Kraft hinwirken, sondern indem sie auch den Nutzwert jedes cbm/sek. Wasser, welcher an die Staumauer gelangt, wegen des vergrösserten Druckgefälles erhöhen.

Es soll unter C. dieses § noch von Stauweihern die Rede sein, und es sollen darunter Sammelbecken verstanden werden, welche nicht im wörtlichen Sinne Talsperren sind. Die Stauweiher werden meistens nur den Zweck haben, das Wasser aufzuspeichern, ohne gleichzeitig wesentlich zur Erhöhung des Druckgefälles beizutragen. Eine scharfe Unterscheidung zwischen den beiden Arten von Stauwerken lässt sich nicht durchführen, weil sie in der grossen Mannigfaltigkeit, welche die Praxis bietet, übereinander greifen.

Die nachstehenden Betrachtungen sind in folgende 14 Abschnitte eingeteilt:

a) Einige Angaben zur Geschichte des Talsperrenbaues.
b) Die verschiedenen Verwendungszwecke des aufgespeicherten Wassers.
c) Die Auswahl des Tales für eine Sperre.
d) Die Wahl der Stelle für das Stauwerk und die Auswahl der Bauweise desselben.
e) Einige besondere Ausführungsarten von Talsperren.
f) Die Feststellung des Fassungsvermögens eines Tales, die Bestimmung der für den verfolgten Zweck erforderlichen Grösse des Stauraumes, sowie die Verteilung der Kosten.
g) Die Ausführung von Sperrmauern.
h) Die Entwässerung des Mauerinnern.
i) Die Beobachtungen der Bewegung der Mauer.
k) Die Überläufe und die Vorrichtungen für die Wasserentnahme.
l) Die Ablagerungen innerhalb des Staubeckens und ihre Beseitigung.
m) Einige weitere Beispiele ausgeführter Talsperren.
n) Zerstörte Talsperren.
o) Die statische Berechnung der Talsperren.

a) **Einige Angaben zur Geschichte des Talsperrenbaues.** Die Geschichte des Talsperrenbaues reicht sehr weit zurück. Wie in Kap. I, § 1 mitgeteilt wurde, haben bereits die Völker des Altertums sehr grossartige Talsperrenbauten ausgeführt. Der

---

[51]) Die Fig. 1—6 u. 8 der Tafel sind dem Werke P. Ziegler, „Der Talsperrenbau" 1900 entnommen. Die Fig. 9—10 sind nach Abbildungen aus dem Aufsatz von Intze „Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau von Talsperren", Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906 S. 736 u. ff. hergestellt.

Zweck war die Bewässerung und Wasserversorgung. Auch im Mittelalter ist die Kunst des Talsperrenbaues bei fast allen Kulturvölkern dieses Zeitabschnittes nicht verloren gegangen. Eine der bekanntesten Talsperrenanlagen des ersten Jahrhunderts nach Christi ist einer der sogenannten Bends bei dem Dorfe Belgrad unweit von Bojukdere, welcher von einem der oströmischen Kaiser (Konstantin?) durch syro-palästinische Ingenieure erbaut sein soll und noch heute mit für die Wasserversorgung von Konstantinopel benutzt wird.

Die Inder wurden durch ihre klimatischen Verhältnisse zur Aufspeicherung der Niederschläge von altersher gezwungen, denn diese fallen nur während der sogenannten Regenperioden und sind sowohl der Zeit als auch ihrer Höhe nach ungemein ungleichmässig verteilt. Während die Höhe der Niederschläge in den Ebenen des Pendschab durchschnittlich 560 mm betragen soll, steigt sie am Fusse des Himalaya bis über 4000. Der fruchtbare Boden lohnt die Mühe guter Bewässerung, welche zwei und mehr Ernten im Jahre gestattet. Man rechnet etwa für die Bewässerung eines ha pro Jahr 9000 cbm Rieselwasser. Da aber die Verdunstung sehr gross ist und bis zu 2000 mm im Jahre steigt, so müssen, um 9000 cbm zu haben, 15—16000 cbm aufgespeichert werden, und da man auch mit besonders trockenen Jahren rechnen muss, in welchen aufzuspeichernde Niederschläge so gut wie ganz fehlen, ist man gezwungen, für einen ha Bewässerungsfläche etwa 38—40000 cbm nutzbaren Stauinhalt zu rechnen. Die grosse Mehrzahl der alten indischen Dämme hat kleine Stauhöhen, und die Abschlusswerke bestehen meistens aus Erddämmen mit Tondichtungen, entweder als Kern oder unter der wasserseitigen Böschung. Die Böschungen pflegte man wasserseitig mit Pflasterung, Beschotterung oder Bepflanzung zu schützen. Die Dammkronen liegen bis zu 2,5 m über dem gewöhnlichen Wasserspiegel und sind 1,8 bis 3,5 m breit. Die wasserseitigen Böschungen sind je nach dem Dammaterial mit 1 : 1 bis 1 : 2, die äusseren mit 1 : 1½ bis 1 : 3 angelegt.

Allein in dem Distrikt North-Arcot sollen 3300 Sammelbecken bestehen, von denen 981 weniger als 4 ha und nur 5 mehr als 400 ha bewässern[52]). Die Länge der Staudämme beträgt oft viele Kilometer.

An einzelnen Stellen kommen in Indien auch ungewöhnlich hohe Staudämme vor. So besitzt das Becken von Cummun, Distrikt Guntoor, einen Damm von 30,0 m Höhe mit allerdings nur 90,0 m Kronenlänge.

Das Becken von Nugar, Distrikt Mysore, hat einen Damm von 26,5 m Höhe bei 300,0 m Kronenlänge und 180,0 m Basisbreite.

In neuerer Zeit sind auch zahlreiche Staumauern in Indien geschaffen und zwar vielfach mit ganz gewaltigen Abmessungen und Beckengrössen. So besitzt z. B. das Staubecken von Mutha im Distrikt Manipur eine Mauer von 1560,0 m Kronenlänge und 21,26 m Basisbreite bei einer grössten Höhe über dem Flussbett von 30,5 m und von 32,10 m über der Gründungssohle. Die Mauer bildet im Grundriss einen Polygonzug, dessen Ecken durch schwere Strebepfeiler verstärkt sind. Da sich nach der Füllung Bewegungen zeigten, hat man noch nachträglich luftseitig einen Erddamm von 9,0 m Höhe und 18,0 m Kronenbreite gegen die Mauer geschüttet. Das Niederschlagsgebiet hat eine Flächengrösse von 508 qkm. Der Fassungsraum des Staubeckens beträgt 146 Millionen cbm und seine Oberfläche bedeckt 14 qkm. Da die Wasserentnahme aber 8,7 m über der Beckensohle liegt und noch eine Verdunstungsschicht von 1,2 m

[52]) Curt Merkel, Die Ingenieurtechnik im Altertum, Berlin 1899, S. 101.

Höhe abzuziehen ist, so bleibt nur ein nutzbarer Stauinhalt von 78 Millionen cbm übrig. An jedem Rande des Tales entlang führt ein Bewässerungskanal. Derjenige am rechten Ufer ist auf 16 km bis zur Stadt Poona schiffbar und hat eine Gesamtlänge von 115 km. Der linksufrige Kanal ist dagegen nur 22 km lang. Die Bewässerungsfläche beläuft sich auf 270 qkm. Die Baukosten sollen nur etwa 5 Millionen Mark betragen haben.

Ein anderes grossartiges Beispiel bietet die Staumauer von Tansa, deren Becken 71 Millionen cbm Inhalt hat und durch einen 91 km langen Kanal täglich bis zu 150000 cbm Wasser für die Wasserversorgung nach Bombay liefern kann. Die Mauer hat einschliesslich eines 483,0 m langen Überlaufs eine Kronenlänge von 2684,0 m. Im Grundriss bildet sie 2 unter einem stumpfen Winkel zusammenstossende gerade Linien, deren örtliche Lage so gewählt wurde, dass der Aushub bis zum festen Felsen auf ein Mindestmass beschränkt blieb. Das Niederschlagsgebiet umfasst 175,6 qkm. Die grösste Höhe der Staumauer beträgt 36,0 m. Es ist aber eine Erhöhung um 5,17 m vorgesehen, wodurch der Stauinhalt auf 141,5 Millionen cbm mit einer See-Oberfläche von 14,25 qkm gebracht werden kann. Die Staumauer, für welche rd. 300000 cbm Mauerwerk herzustellen waren, ist in den Jahren 1886 bis 91 ausgeführt und soll etwa 4 Millionen Mark gekostet haben. Als Mörtel wurde ein an Ort und Stelle gewonnener und gebrannter hydraulischer Kalk, Kunker genannt, benutzt und zwar in einer Mischung von 1 Teil Kunker und $1^1/_2$ Teilen scharfen Quarzsand. Der Verbrauch an Mörtel pro cbm Mauerwerk soll 0,367 cbm betragen haben.

Die Bhatgurmauer, welche gleichfalls in der Presidency Bombay und zwar südlich von Poona liegt, besitzt ein Staubecken von 156 Millionen cbm bei einem Niederschlagsgebiet des abgesperrten Flusses von 428 qkm. Die Mauer hat eine Kronenlänge von 1240 m, eine grösste Höhe von 39,6, eine Kronenbreite von 3,65 und eine Basisbreite von 22,5 m. Die Sperre staut den Theluandfluss und dient Bewässerungszwecken.

Eine hervorragende Stellung im europäischen Talsperrenbau, namentlich während des 16. und 17. Jahrhunderts, nimmt Spanien ein. Auch in diesem Lande schwanken die Regenhöhen in sehr weiten Grenzen und besonders in den Provinzen Valenzia, Alicante, Murzia und Granada hat sich von altersher eine erfolgreiche Kultur nur durch reichliche Bewässerung als möglich erwiesen. Mit Hilfe einer geordneten Bewässerung sind aber in diesen Provinzen stellenweise wahre Gärten von Fruchtbarkeit entstanden. Der Staat hat durch Zuschüsse in bar oder in Gestalt billiger Darlehen, oder auch, indem er den Bau grösserer Talsperren selber durchführte, sehr viel zur Förderung der agrikulturellen Wasserwirtschaft Spaniens beigetragen. Es sind auch eine ganze Anzahl Genossenschaften entstanden, welche die Anlage von Stauweihern und Talsperren zur Aufgabe hatten und deren Organisation durch die spanische Gesetzgebung erleichtert wurde. Die alten spanischen Talsperren sind meistens auf festen Felsenuntergrund als Staumauern ausgeführt und zwar mit einer Verteilung der Mauermassen, welche nach der modernen Anschauung als unzweckmässig erscheint. Die älteste Talsperre Spaniens soll die Mauer von Almanza sein, welche bereits 1586 bestanden haben soll. Der Stauinhalt beträgt 1,4 Millionen cbm bei 18,69 m grösster Wassertiefe. Das Niederschlagsgebiet beträgt 200 qkm, sodass im Verhältnis zum Niederschlagsgebiet der Stauinhalt ungewöhnlich klein erscheint.

Die Mauer von Alicante oder Tibi staut den Rio Monegre 25 km oberhalb von Alicante und 400,0 m über dem Meerespiegel und bildet ein Becken mit einem Stauinhalt von 5 Millionen cbm. Der Bau soll in den Jahren 1579 bis 1589 für Rechnung einer Agrikulturgenossenschaft ausgeführt sein. Der wasserseitige Mauerfuss ist mit einem

Halbmesser von ungefähr 107,0 m gekrümmt. Die Kronenbreite beträgt 20,0, die Basisbreite 33,10 m, die Höhe der Krone über der Talsohle 41,0 m. Die Mauer sperrt eine enge Schlucht ab, sodass die Kronenlänge nur 60,0 m und an einer Stelle, wo die Krone tiefer in die felsigen Talhänge eingreift, ca. 80,0 m beträgt. Da trotz eines seitlich vorhandenen Überlaufs eine Überflutung der Krone eintreten kann, ist die Luftseite der Mauer abgetreppt in Stufen von 0,4 m bis 1,0 m Breite, auf denen die lebendige Kraft des kaskadenförmig abstürzenden Wassers gebrochen wird.

Ungefähr um dieselbe Zeit wie die Mauer von Alicante wurde diejenige von Elche gebaut, welche gleichfalls einen beinahe rechteckigen Querschnitt hat bei 9,0 m Kronenbreite, 12,0 m Basisbreite und 23,20 m Mauerhöhe über der Talsohle. Die Länge der Krone beträgt 70,0 m, diejenige in der Sohle nur 18,3 m.

Wegen der Ende des 18. Jahrhunderts erbauten Puentes-Sperre vergl. S. 739.

Von den neueren Sperren Spaniens mögen die Mauern von Villar und Lozoya genannt sein, von denen die letztgenannte Anfang der fünfziger Jahre und die erstgenannte in den Jahren 1869 bis 76 gebaut wurden. Beide Mauern sind auf Felsen fundiert, stauen den Lozoyafluss und dienen zur Wasserversorgung der Stadt Madrid. Die Sperre von Villar wurde gebaut, als die unterhalb liegende Sperre sich als unzureichend herausstellte; sie schliesst ein Becken von 20 Millionen cbm Stauinhalt ab. Die Mauer hat eine lotrechte wasserseitige Fläche und eine gekrümmte luftseitige Böschung und zwar nach einer Linie, wie man sie ähnlich bei den französischen Sperren des Furens (Taf. LII, Fig. 4 u. 5 und Abb. 214) u. der Mouche (S. 733) verwendet hat. Die Villarmauer hat eine Kronenbreite von 5,20 m, eine in einem Kreisbogen (R = 134,5 m) gekrümmte Kronenlänge von 106,50 m, eine Basisbreite an der Gründungssohle von 46,10 m und eine Höhe von der Gründungssohle bis zur Krone von 45,4 m, sodass die Basisbreite über 100% der Höhe beträgt. Sie ist auf Granitfelsen gegründet. Zur Wasserentnahme ist der Mauer ein halbelliptischer Turm vorgebaut, welcher drei Brunnen kreisförmigen Querschnitts nebeneinander enthält. Der mittlere dieser Brunnen trägt eine Treppe, die beiden seitlichen sind wegen der grossen Schlammablagerungen durch höher liegende Scharten mit dem Staubecken verbunden und dienen als Entnahmeschächte. Die Schützenöffnungen, welche die zwei Entnahmekanäle innerhalb der Entnahmeschächte abschliessen, sind durch je zwei Schützentafeln von 0,6 auf 0,9 m geschlossen, welche durch hydraulische Presskolben gehoben werden können. Der Bewegungswiderstand jeder Tafel beträgt 8,5 t. Jede der 4 Schützen hat einen eignen Druckzylinder von 50 cm Durchmesser. Zur Gewinnung des Druckwassers wurde die sich bietende günstige Gelegenheit benutzt und eine in etwa 600,0 m Entfernung und 60,0 m über der Krone der Staumauer vorhandene Quelle abgeleitet.

Wie die Franzosen in Algier es sich haben angelegen sein lassen, das an grosser Wasserarmut leidende Land durch Anlage von Talsperren wenigstens stellenweise zu bewässern, verdient hervorgehoben zu werden. Die Flüsse Algiers haben die ungünstige Eigenschaft, dass sie trotz der zum Teil grossen Niederschlagshöhen sehr geringe jährliche Abflussmengen führen und weiter den Übelstand, dass diese jährlichen Abflussmengen in verhältnismässig kurzer Zeit zum Abfluss kommen. Während, wie im Kap. I, § 4 „Vorarbeiten" mitgeteilt wurde, das Verhältnis des Abflusses zur Regenhöhe in den europäischen Flüssen des Flach- und Hügellandes $^1/_3$ bis $^1/_2$ beträgt und im Gebirge, namentlich im Gletschergebiet, auf $^3/_4$ bis $^1/_1$ und noch darüber steigen kann, beträgt dieses Verhältnis zum Beispiel bei dem Cheliff nur $^1/_{30}$, beim Habra $^1/_{60}$, beim Sig $^1/_{58}$, beim Tlélat und Djidiouia $^1/_{15}$.

Die Bewässerung der Ländereien erfolgt durchschnittlich 5 Monate, und man

rechnet $^1/_6$ bis 1 l für den ha und die Sekunde. Die Bewässerungszeit ist für jeden Besitzer bestimmt. Ein solcher hat durchschnittlich 18 Mk. pro ha und Jahr zu zahlen, wenn er durchschnittlich $^1/_5$ l/sek. für die genannte Flächeneinheit entnimmt. Die Anlage von Talsperren ist in Algier dadurch erschwert, dass man mit grossen Wasserverlusten durch Versickerung und Verdunstung zu rechnen hat. Man muss für die heissen Sommermonate allein durch die Verdunstung durchschnittlich Verluste von 10 mm während 24 Stunden in Rechnung stellen. Der Talsperrenbau in Algier ist z. T. direkt auf Kosten der Regierung durchgeführt und die Sperre ist dann einem Konsortium von landwirtschaftlichen Interessenten gegen Zahlung bestimmter Abgaben zur Benutzung überlassen oder es haben sich von vornherein Gesellschaften gebildet, welche vom Staate entweder Beihilfen à fonds perdu oder in Form einer Zinsgarantie für das Baukapital auf eine bestimmte Zeit erhielten. Meistens war der garantierte Zinsfuss 5%, und es war ferner abgemacht, dass nach Ablauf der Frist sich Staat und Gesellschaft in die Erträge teilen sollten. Auch ist die Beihilfe wohl in der Form gewährt worden, dass unternehmenden Gesellschaften die zu bewässernden Ländereien ganz oder zum Teil kostenlos überlassen wurden (vergl. die Mitteilung betreffend die Habrasperre S. 740).

Als Beispiele algerischer Talsperren mögen erwähnt sein: die Mauer im Tlélat, welche im Jahre 1869 an Stelle eines 1862 zerstörten Erddammes erbaut wurde und bei einem Niederschlagsgebiet von 130 qkm nur ein Becken von 600000 cbm bildet. Die auf Staatskosten ausgeführte Mauer hat etwa 22,24 Mk. pro cbm Mauerwerk gekostet. Für die Wasserabgabe von jährlich 550 cbm, welche für 1 ha Land während der Bewässerungsdauer von etwa 22 Wochen hinreichen sollen, werden ungefähr 25 Francs erhoben. Ferner seien erwähnt die Talsperre am Djidiouia, welche bei einem Niederschlagsgebiet von 830 qkm nur ein Staubecken von 2 Millionen cbm bildet, — die Talsperre im Hamiz, welche bei 140 qkm Niederschlagsgebiet einen Stauinhalt von 14 Millionen cbm hat, und die bekannte Habrasperre (S. 740).

Wie die Engländer neuerdings die Wasserwirtschaft in Ägypten durch den Bau von Staubecken für Bewässerungszwecke zu heben suchen, ist im Kap. I, § 1, S. 2 kurz erwähnt worden. Ergänzend sei nur noch bemerkt, dass, einschliesslich der bereits ausgeführten, im ganzen Staubecken mit einem Inhalt von zusammen beinahe 30 Milliarden cbm projektiert sind, welche anschlagsmässig einen Kostenaufwand von ungefähr 420 Millionen Mark verursachen werden. Durch die Wertsteigerung des zu bewässernden Landes soll nach den angestellten Ermittelungen die Deckung dieses gewaltigen Aufwandes vollkommen gesichert sein[53]).

Auch Deutschland wird in seinen afrikanischen Kolonien und besonders in Südwest-Afrika, wie die Engländer in Ägypten und Indien und die Franzosen in Algier, neben der Anlegung von Verkehrswegen den Bau von Talsperren als Mittel verwenden müssen, um die Erträgnisse der Kolonien zu erhöhen. In dieser Beziehung sei auf den Bericht von Theodor Rehbock „Über die Ergebnisse einer im Auftrage des Syndikats für Bewässerungsanlagen in Deutsch-Südwest-Afrika durch das Herero- und Gross-Namaland unternommenen Reise“ Berlin 1898 verwiesen.

In Frankreich selbst sind im vorigen Jahrhundert eine sehr grosse Anzahl von Talsperren errichtet, von denen einige unter m dieses Abschnitts noch nähere Erwähnung finden werden. Der Zweck war die Bewässerung und Wasserversorgung und in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts besonders die Beschaffung von Wasser für

---

[53]) Karl Borchardt, Die Remscheider Stauweiheranlage 1897.

Schiffahrtskanäle. Neuerdings sind auch eine ganze Reihe von Talsperren für Kraftzwecke zum Teil projektiert, zum Teil bereits ausgeführt[54]).

In Deutschland hat sich der Talsperrenbau in grossem Stile — wegen der alten Sperren im Harz vergl. S. 707 — erst gegen Ende des vorigen Jahrhunderts entwickelt. Von der erfolgreichen Tätigkeit O. Intzes auf diesem Gebiete war bereits im § 1 S. 24 die Rede. Eine Reihe von Talsperren in den Vogesen sind von Fecht projektiert und ausgeführt.

In dem Italien der Neuzeit ist der Talsperrenbau auch erst in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts aufgelebt. Um die italienische Wasserwirtschaft durch den Bau von Talsperren namentlich im Interesse der Landwirtschaft zu heben, hatte die italienische Regierung die Ingenieure Zoppi und Torricelli[55]) zum Studium derartiger Anlagen ins Ausland gesendet, und es sind bereits grosse Entwürfe namentlich für die Landesteile Emilia und Sizilien aufgestellt.

Von den Talsperren in England selbst wird diejenige von Vyrnwy (S. 735) beschrieben werden.

Sehr bekannt ist die Staumauer der Gileppe bei Verviers in Belgien. Die Vorarbeiten wurden seit dem Jahre 1857 von dem Ingenieur Bidaut geleitet. Die Sperre selbst ist in den Jahren 1867 bis 75 ausgeführt. Der Beckeninhalt beträgt 14 Millionen cbm, die Beckenoberfläche 0,8 qkm, das Niederschlagsgebiet 40 qkm. Die Staumauer selbst hat eine grösste Höhe von 47,05 m bei 45,0 m grösster Wassertiefe, die Kronenbreite beträgt 15,0 m, die Breite an der Sohle 66,0 m. Die Länge der Mauer ist in der Krone 235 und in der Sohle 82,0 m. Die Mauer ist mit einem Halbmesser von 500,0 m gekrümmt.

Die Vereinigten Staaten von Nordamerika sind dasjenige Land, welches sich die Vorteile des Talsperrenbaues in neuerer Zeit bei weitem am meisten zunutze gemacht hat. Einige amerikanische Talsperren sind bereits in den Literaturangaben zu Kap. II ad Nr. 42, 46, 47, 50, 52, 54, S. 609 bis 611 genannt und einige weitere werden noch Erwähnung finden.

b) Die verschiedenen Verwendungszwecke des aufgespeicherten Wassers. Die Gewinnung von Kraft aus Talsperren hat erst eine grössere und allgemeinere Bedeutung gefunden, seitdem es möglich geworden ist, mit Hilfe der Elektrizität die Verwendung der Kraft von der Gebundenheit an den Ort der Erzeugung zu befreien.

Es wird in der heutigen Zeit die Regel bilden, dass der Bau einer Talsperre nicht nur einem Zwecke dient. Wenn sie z. B. der Schiffahrt dienen und zu gewissen Zeiten den mangelnden Wasserzufluss eines schiffbaren Flusses oder eines Kanals ergänzen soll, so lässt sich die Druckdifferenz zwischen dem Wasserspiegel oberhalb und unterhalb der Talsperre zu Kraftzwecken ausnützen, ohne die Benutzung des abgelassenen Wassers für Schiffahrtszwecke zu beeinträchtigen. In dieser Beziehung teilte Sympfer in seiner Festrede zum Schinkelfest des Architektenvereins in Berlin am 13. März 1907[56]) folgendes mit:

„In grossem Masstabe ist die Speisung des Rhein-Weserkanals durch Talsperren von teilweise aussergewöhnlichen Abmessungen vorgesehen, die im oberen Quellgebiet der Weser angelegt werden. Sie haben insofern noch besondere Bedeutung, als sie zur Zeit den Niedrigwasserstand des genannten Stromes verbessern, die Hochwassergefahr in der Eder, Fulda und Weser bis hinab in die Marschen oberhalb

[54]) Wegen der französischen Ingenieure, welche speziell beim Talsperrenbau hervorgetreten sind, vergl. die Literaturangaben und Angaben in den einzelnen Fussnoten.

[55]) Zoppi-Torricelli, Laghi artificiali dell'Algeria, della Francia et del Belgio. Roma 1886.

[56]) Wochenschr. d. Architekten-Ver. zu Berlin 1907 S. 86 u. ff.

Bremens vermindern und ausserdem eine bedeutende Kraftanlage mit Druckwasser versorgen sollen. Die Weser, die bei Münden am Zusammenfluss der Fulda und Werra nur ein Niederschlagsgebiet von rd. 12500 qkm und bei gemitteltem Niedrigwasser eine Wasserführung von 22 cbm/sek. besitzt, wird trotz dieser ungünstigen örtlichen Verhältnisse von Schiffen befahren, die schon jetzt 500, ja sogar bis zu 700 Tonnen tragen und in ihren Abmessungen den Kähnen auf dem Dortmund-Emskanal nahekommen. Der Güterverkehr wird sich ganz wesentlich vermehren, wenn der Rhein-Weserkanal fertiggestellt und bei Minden die Möglichkeit gegeben sein wird, die grossen Kanalschiffe auf die Weser zu überführen. Um einen derartigen Wechselverkehr zwischen Kanal und Strom nutzbringend zu gestalten, war früher beabsichtigt, die Weser von Hameln bis Minden auf Kosten Preussens und von Minden bis Bremen auf Kosten Bremens zu kanalisieren. Dann würden auch keine Bedenken bestanden haben, der Weser auf der kanalisierten Strecke bei Rinteln unterhalb Hamelns das für die Speisung des Rhein-Weserkanals erforderliche Wasser zu entnehmen. Als indes der Mittellandkanal nur bis Hannover bewilligt wurde und infolgedessen die Verbindung der Weser mit der Elbe fortfiel, trat Bremen von der Kanalisierung der Weser unterhalb Mindens zurück. Die Entnahme von Kanalspeisewasser aus der Weser bei trocknen Zeiten konnte nun ohne weiteres nicht mehr in Betracht kommen, denn sowohl die Schiffahrt wie die anliegenden Ländereien vertragen keine Senkung der ohnehin niedrigen Wasserstände. Man kam deshalb auf den Gedanken, die für die Kanalisierung der Strecke von Hameln bis Minden veranschlagten rd. 20 Millionen Mark zur Anlage von Stauweihern im oberen Quellgebiet der Weser zu verwenden, und Bremen erklärte sich bereit, von diesen Kosten ein Drittel zu übernehmen. Es wird nun beabsichtigt, in mehreren Staubecken etwa 200—250 Millionen Kubikmeter anzusammeln und diese in der sommerlichen Trockenzeit der Weser zuzuführen. Diese Wassermenge kommt dem oberen Lauf des Flusses von Münden bis Rinteln, der Entnahmestelle für den Rhein-Weserkanal, voll, und weil nur höchstens 75 Millionen Kubikmeter jährlich zur Speisung des Kanal zugeschossen werden müssen, unterhalb Rintelns noch mit etwa zwei Dritteln der Gesamtmenge zugute. Dies reicht aus, um — abgesehen von ganz ausnahmsweise trocknen Jahren — zu verhindern, dass die Weser später je unter den gemittelten Niedrigwasserstand fallen kann und um diesen ausserdem um etwa 30 cm im oberen Lauf und 15 cm im unteren Lauf des Stromes zu erhöhen. Bei Hannover-Münden wird dann voraussichtlich mit einer geringsten Wassertiefe von 1,10 m und unterhalb Minden mit einer solchen von wenigstens 1,40 m gerechnet werden können. Das sind Wassertiefen, welche diejenige der mittleren Elbe und Oder bei niedrigsten Wasserständen übertreffen.

In erster Linie ist die Erbauung eines 170—220 Millionen Kubikmeter fassenden Stausees an der Eder (bei Hemfurt) im Fürstentum Waldeck in Aussicht genommen. Die Verhältnisse sind dort aussergewöhnlich günstig, sodass nur mit einer Anstauung von 40—45 m und mit einer grössten Mauerhöhe von der Sohle bis zur Krone von etwa 50 m gerechnet zu werden braucht. Der neu zu schaffende See wird eine Länge von reichlich 20 km, sowie eine Oberfläche von 10 qkm haben. Leider müssen auch einige Dörfer ganz oder teilweise überstaut und etwa 800 Einwohner anderweitig angesiedelt werden. Massnahmen hierzu sind bereits eingeleitet, sodass gehofft werden kann, die ländliche Bevölkerung dem Fürstentum zu erhalten. Wenn keine Hinderungen eintreten, wird diese Talsperre, die in Europa ihrem Inhalte nach nur von dem bereits erwähnten flachen Wolgabecken übertroffen und etwa das vierfache Fassungsvermögen der Stauweiher an der Urft und bei Mauer aufweisen wird, in fünf Jahren dem Betriebe übergeben werden können. Es ist zu erwarten, dass der neue Bergsee mit der vom hohen Fels auf ihn herabschauenden alten Burg Waldeck ein besonderer Anziehungspunkt des Fürstentums und des in der Nähe gelegenen Bades Wildungen werden wird.

In zweiter Linie kommt ein Staubecken an der Diemel in Betracht, das wahrscheinlich zwischen den Dörfern Helminghausen und Heringhausen bei Niedermarsberg angelegt werden wird und 30 bis 50 Millionen Kubikmeter fassen soll.

Endlich wird untersucht, ob im Werragebiet Talsperren angelegt werden können. Da indes nur solche von grossem Fassungsvermögen bei billigem Einheitspreise für jedes Kubikmeter aufgespeicherten Wassers in Frage kommen können und die in Betracht kommenden Täler meist stark besiedelt sind, so wird die Errichtung grosser und tiefer Stauwerke voraussichtlich auf Schwierigkeiten stossen. Es ist aber vielleicht möglich, dem Bedürfnis in anderer Weise zu entsprechen. Wie bei der Betrachtung der geologischen Verhältnisse erwähnt, werden Stauweiher, namentlich wenn die von ihnen zurückgehaltenen Wassermengen für spätere Verwendung längere Zeit aufbewahrt werden müssen, in möglichst undurchlässigem Gelände angelegt und Gegenden mit durchlässigen oder in Wasser sich auflösenden Felsschichten vermieden. Ein derartiger Untergrund ist aber, wie vielfach im Wesergebiet, so namentlich an der Werra häufig vorhanden. Hier versickert das Oberflächenwasser, tritt in der Regel später als Quelle im unteren Lauf der Bäche und Flüsse wieder zutage und bildet eine bei der Weser sehr ausgeprägte, in trocknen Zeiten erwünschte Speisung des Niedrigwassers. Es soll nun

versucht werden, die der Anlage von Stauweihern eigentlich widersprechenden Eigenschaften des Werratales in der Weise auszunutzen, dass an geeigneter Stelle quer durch das Tal ein niedriger Damm vielleicht von 4—6 m Höhe gezogen wird, hinter dem sich bei stärkerer Wasserführung ein Teil des Zuflusses ansammeln kann, während nur ein mässiger Bruchteil ungehindert abfliesst. Man hat hier also einen ähnlichen Vorgang, wie bei den Hochwasserschutzbecken in Schlesien, nur mit dem Unterschiede, dass in den Werrabecken das Wasser länger zurückgehalten und zum Versickern in den Untergrund veranlasst werden soll. Es ist dann zu erwarten, dass nach einiger Zeit die in den Untergrund gegangenen Wassermengen an irgend einer Stelle des Zuflussgebietes der Weser als vermehrte Quellenspeisung wieder zutage treten und sowohl den anliegenden Ländereien als auch der Niedrigwasserführung des Stromes und damit der Schiffahrt zugute kommen werden. Sollte, was nicht ausgeschlossen ist, bei diesem Verfahren gelegentlich eine nachteilige Verwässerung von Ländereien eintreten, so muss natürlich Entschädigung gewährt werden.

Die für die Weser angestellten Untersuchungen lassen, wenn sie auch durch Erfahrungen an deutschen Strömen noch nicht bestätigt sind, erkennen, dass in geeigneten Fällen die beabsichtigte Kanalisierung eines Flusses durch Zuschusswasser aus Talsperren ersetzt werden kann. Zwar wird hierdurch die Fahrtiefe bei Niedrigwasser kaum je auf ein gleiches Mass gebracht werden können wie bei einer Kanalisierung, aber es werden auch die zahlreichen Schleusen eines kanalisierten Flusses vermieden, die der Schiffahrt einen langwierigen und kostspieligen Aufenthalt verursachen und dadurch Reisedauer wie Frachtkosten oft auf das Doppelte erhöhen. Rechnet man, dass die Ausgaben für die Kanalisierung eines Flusses bei den heutigen gesteigerten Anforderungen etwa 300000 Mark für 1 km betragen und dass 200 km kanalisiert werden sollen, so ergeben sich Gesamtkosten von 60 Millionen Mark. Hierfür könnte man bei einem für sehr grosse Becken vielfach zutreffenden Einheitssatze von 12 Pfg. pro cbm 500 Millionen Kubikmeter Wasser aufspeichern und damit in den meisten Fällen ganz erheblichen Gewinn für die Schiffahrt erzielen, wozu noch als Nebenvorteile die Verminderung des Hochwassers, die Gewinnung von Kraft und der Nutzen der anliegenden Ländereien aus der Erhöhung des Niedrigwasserstandes hinzutreten. Man sollte also, wenn die Verhältnisse im allgemeinen günstig zu liegen scheinen, nicht unterlassen, neben der Kanalisierung auch die Herstellung von Talsperren zu prüfen."

Dient die Talsperre der Abwendung von Hochwasserschäden, indem sie schädliche Spitzen von Flutwellen in sich aufnimmt und so den Abflussvorgang nach aussergewöhnlichen Niederschlägen verlangsamt (Kap. II. 35, Talsperre Marklissa S. 595), so kann sie unbeschadet der Erfüllung dieser Aufgabe auch anderen Zwecken dienstbar gemacht werden, wie z. B. der Schiffahrt, der Kraftgewinnung, der Bewässerung und der Wasserversorgung.

Bei Talsperren für Bewässerungszwecke kann man meistens das ganze Druckgefälle, das sich durch die notwendige Aufspeicherung von selber ergibt, für die Fernleitung des Wassers nicht ausnützen, es würde also, ohne den Wert der Talsperre für Bewässerungszwecke zu beeinträchtigen, möglich sein, auch Kraftzwecke damit zu verbinden. Ähnlich verhält es sich mit der Wasserversorgung, wobei meistens nur ein Bruchteil des Stauinhaltes für diese Zwecke benutzt wird, der Rest des Wassers aber zur Kraftgewinnung Verwendung finden kann. Als Beispiel sei auf die bekannte Remscheider Talsperre (vergl. Fussnote 53) und auf die Ennepetalsperre (S. 731) verwiesen.

Alle diese anderen Zwecke, zu denen Talsperren gebaut werden, können hier nur gestreift werden. Uns soll hier ausschliesslich die Verwendung der Talsperren zu Kraftzwecken beschäftigen. Da aber die bauliche Gestaltung der Sperrmauern und Dämme von dem Verwendungszweck des aufgestauten Wassers so gut wie unabhängig ist, so werden nachstehend auch solche Stauwerke Erwähnung finden, welche nicht Kraftzwecken dienen, und da ferner Talsperren neben der Kraftgewinnung meistens auch noch anderen Zwecken dienen, dürften einige Angaben über den Wasserbedarf für diese anderen Zwecke erwünscht sein, um sie für überschlägliche Projekte zur Hand zu haben.

Über den Wasserbedarf für Schiffahrtszwecke lassen sich allgemeine Angaben

nicht wohl machen, sondern derselbe muss sich aus dem Projekte der Flussregulierung oder des Schiffahrtkanals von Fall zu Fall ergeben.

Zur Bestimmung des Stauraumes, welcher zur Aufnahme von Hochfluten notwendig ist, bedarf man der möglichst genauen Kenntnis des Verlaufes der in dem betreffenden Flussgebiete vorgekommenen Hochfluten. Es ist ferner nötig, dass man diejenige maximale sekundl. Wassermenge kennt, welche unterhalb der zu projektierenden Talsperre im Flussbette noch höchstens zum Abfluss kommen darf, ohne dass zerstörende Wirkungen eintreten. Kennt man dann die gesamte sekundl. Abflussmenge einer höchsten Hochflut und die Zeit, in welcher der Abfluss erfolgt ist und zieht von der Gesamtabflussmenge diejenige Wassermenge ab, welche in der gedachten Zeit der Hochflut unschädlich höchstens hätte abfliessen dürfen, so gibt die Differenz die Grösse des Stauraumes. (Vergl. in dieser Beziehung die Beschreibung der Queis-Talsperre bei Marklissa Kap. II, 35 S. 594).

Bezüglich des Wasserbedarfs zur Bewässerung von Ländereien ist zu sagen, dass dieser Bedarf vom Klima, von der Bodenbeschaffenheit und der Oberflächengestaltung, sowie von der Art des Anbaus der zu bewässernden Fläche abhängt. Fecht rechnet im Elsass für eine Bewässerungsdauer von 6 bis 7 Monaten rund ½ l für ha und Sekunde, Crugnola empfiehlt einschliesslich der Verluste an Verdunstungen und Versickerungen 1,2 l für ha und Sekunde das ganze Jahr hindurch zugrunde zu legen. Selbstverständlich können diese Zahlen nicht für alle Fälle gleich sein. Wenn der zu bewässernde Boden sehr durchlässig ist, so braucht er natürlich mehr Wasser als weniger durchlässiger; wenn die Zuführungsgräben von grosser Länge, ungünstigen Querschnitten und Gefällverhältnissen und schlecht gedichtet sind, so können in den Gräben allein oft mehr als 50 % der verfügbaren Wassermengen verloren gehen, ohne dass es überhaupt zur Berieselung kommt. Ausserdem ist es auch ein grosser Unterschied, ob man Körnerbau oder Grasbau oder Obstbau treiben will. Handelt es sich um Reisbau, so ist selbstverständlich der Wasserverbrauch noch viel grösser und kann etwa im Durchschnitt auf 5 l pro ha und Sekunde angenommen werden.

In Spanien sind 3 Bewässerungsklassen gebildet, innerhalb deren die das ganze Jahr hindurch erforderliche durchschnittliche Wassermenge von 0,09 l/sek. für den ha bis 1 l/sek. einschliesslich Verluste schwankt.

Emil Krüger[57]) gibt an, dass in dem durch seine bewässerten Obstgärten so berühmten Santa Clara Distrikt, Kalifornien, bei 4—7 maliger Bewässerung im Jahre 5000—6000 cbm Wasser pro ha jährlich gebraucht werden. Im sogenannten Modesto Distrikt im Gebiete des Tuolumne River, Kalifornien, wo Getreide, Luzerne, Gemüse und auch Obst gebaut werden, erhält jede Fläche während der Monate April bis September, zehnmal eine Bewässerung von 6″ Höhe (0,152 m) d. h. also 1,5 m im Jahre. Demnach würden also 15000 cbm pro ha und Jahr netto, d. h. ausschliesslich der Verluste durch Verdunstung und Versickerung nötig sein.

Was den Wasserverbrauch bei Wasserversorgungen betrifft, so beträgt der Verbrauch bei städtischen Anlagen durchschnittlich etwa 100 l pro Kopf und Tag. Der Verbrauch hängt natürlich sehr erheblich von dem Preise ab, zu dem Wasser abgegeben wird und von der Art, wie es gemessen wird. In Berlin ist der Verbrauch 68 l, in Basel 109 l, in Breslau 76 l, in Hamburg 205 l, in Zürich 242 l. (Näheres vergl. Hdb. der Ing.-Wsch. III. T. Wasserbau. 3. Bd. G. Oesten, Wasserversorgung der Städte. S. 5 und 6.)

[57]) Emil Krüger, Regierungs- u. Baurat in Bromberg, Beiträge zur Kenntnis der Wasserwirtschaft in den V. St. von Nordamerika 1905. S. 9.

c) Die Auswahl des Tales für eine Sperre. Ist das Bedürfnis zur Errichtung einer Talsperre in einer bestimmten Gegend in grossen Zügen festgestellt, so werden in einem bestimmten Falle immer nur einige Täler überhaupt in Frage kommen. Vom Gesichtspunkt der Kraftgewinnung aus — und nur dieser kann, wie gesagt, hier eine nähere Besprechung finden, — wird man zunächst demjenigen Tal den Vorzug zu geben haben, in welchem sich der Fluss mit dem grössten Vorflutgebiet befindet, d. h. demjenigen Tal bei welchem auf die grössten und gleichmässigsten Abflussmengen in l/sek./qkm namentlich bei N.W. zu rechnen ist (Seite 180 bis 190). Demnächst verdient der Fluss mit dem stärksten Gefälle den Vorzug, damit man mit jedem aufgespeicherten cbm eine möglichst grosse Kraftleistung erzielen kann. Hierbei kommt es nicht auf das durchschnittliche Gefälle des Gewässers auf einer langen Strecke, sondern auf das Gesamtgefälle einer gewissen kurzen Strecke unterhalb der Sperre an. Zur Erläuterung sei auf das Beispiel der Urft-Talsperre verwiesen, wo wegen der vielen Windungen der Urft und der Rur durch einen verhältnismässig kurzen Werkstollen ein grosser Zuwachs an Druckgefälle gewonnen werden konnte (Seite 586).

Man wird ferner immer anstreben müssen, ein möglichst grosses Staubecken zu erzielen, und es verdienen daher diejenigen Stellen für die Anlage der Sperre den Vorzug, wo sich aufwärts das Tal in zwei oder mehrere Seitentäler gabelt, da die Kosten der Sperrmauer unter Umständen ganz unabhängig von der Grösse des abgesperrrten Beckens sein können. Öfter findet sich in einem Tal mit kleinem Vorflutgebiet, also auch kleinen Zuflüssen, die Möglichkeit mit verhältnismässig geringen Kosten ein grosses Staubecken zu errichten und das Gewässer eines seitwärts gelegenen Tales auf künstliche Weise in das Staubecken zu leiten (vergl. die Anlage Kubelwerk, Seite 407 und Tafel XX, Fig. 1).

Selbstverständlich muss man von vornherein völlige Dichtigkeit der Talsohle und der Seitenwände für den beabsichtigten Wasserdruck als wahrscheinlich voraussetzen dürfen, und es müssen die Täler überhaupt ausscheiden, wo sich in dieser Beziehung begründete Zweifel von vornherein ergeben, es sei denn, dass sich etwaige erkennbare Undichtigkeiten mit verhältnismässig einfachen und wenig kostspieligen Mitteln beseitigen lassen.

Man weiss z. B. von den Vorbergen der Vogesen, dass ihre Täler sich zur Absperrung nicht eignen, weil ihre Lias-Jura-Buntsandstein-Muschel-Kalkschichten so verworfen und klüftig sind, dass die von den steilen Hauptbergen kommenden Abflussmengen erst in der Rheinebene wieder zutage treten[58]).

Sehr günstig auf die Dichtung wirkt eine das Tal und die Hänge bedeckende tonige Verwitterungsschicht, welche unter Umständen schon bei einer Decke von 1,50 m die Wasserundurchlässigkeit selbst bei sehr hohen Wasserdrücken für sich allein gewährleisten kann. Es mag hier gleich eingeschaltet werden, dass man beim Bau darauf achten muss, solche wasserundurchlässigen Deckschichten möglichst unberührt zu erhalten. Fördernd für die Dichtung eines Tales wird während des Betriebes auch die Schlammablagerung in der Talsohle und an den Hängen wirken, welche sich besonders an den oberen Teilen des Beckens bilden wird.

Wichtig ist natürlich ferner die Bedingung, dass sich in dem Tal überhaupt eine für die Anlage der Sperrmauer geeignete Stelle bietet, d. h. eine Stelle mit möglichst enger Sohle, möglichst steilen Ufern und durchaus tragfähigem, undurchlässigem Baugrunde und Seitenhängen.

---

58) Vergl. auch die Mitteilungen von Sympher über das Weser- und Werragebiet S. 690 unten.

Um den Grunderwerb nicht zu hoch werden zu lassen, ist es wünschenswert, dass die Talsohle selber eng und unbebaut ist und keine Ansiedlungen aufweist. Bewaldete oder unbewaldete Hänge sind im Preise naturgemäss meistens billiger als die landwirtschaftlich kultivierte flachere Sohle des Tales. Wenn ein Tal mit Ansiedlungen stark besetzt ist, so können die Grunderwerbskosten schon von vornherein das Unternehmen als undurchführbar erscheinen lassen. Es versteht sich von selbst, dass, wenn z. B. aus der Sperre auch eine Trinkwasserversorgung gespeist werden soll, keine grösseren Ortschaften oder Gehöfte in das Tal entwässern dürfen. Es muss demnach in solchem Falle möglich sein, die betreffenden Entwässerungsleitungen ohne allzu grosse Kosten zu beseitigen oder zu verlegen.

Hat man sich zu entscheiden, ob man ein oder zwei Sperren machen soll, so muss die Kostenfrage entscheiden. Im grossen und ganzen wird es billiger sein ein etwas höheres Stauwerk anzulegen und eventuell das Wasser des zweiten Tales in das abgesperrte Tal zu leiten, da beim Bau der Stauwerke sehr viel Nebenarbeiten zu machen sind, die fast dieselben bleiben, gleichgültig, ob die Mauer gross oder klein wird. Hierher gehören die Kosten für den Entwurf, die Vermessung, die provisorische Wasserableitung und die Vorrichtung für den Materialtransport, Einrichtung von Steinbrüchen und Aufstellung von Mörtelmaschinen, Bauleitung und Bauaufsicht etc. Auch bezüglich der Betriebskosten ist natürlich eine Sperre vorzuziehen, weil man an Personal sparen kann.

Von Wichtigkeit ist für die Wahl des Tales natürlich weiter, dass man in demselben und zwar möglichst unweit der für die Sperrmauer gewählten Stelle das nötige Steinmaterial oder, sofern es sich um einen Staudamm handelt, das nötige Dammaterial vorfindet. Das Steinmaterial für Sperrmauern muss wetterbeständig und hart genug sein, um den Drücken, welchen es in dem Mauerwerk ausgesetzt wird, (9 bis 16 kg/qcm) zu widerstehen. Es ist ferner für die Kosten des Bauwerkes von Bedeutung, dass ein passender Steinbruch sich in solcher Höhe befindet, dass das Material zu Tal befördert werden kann. Wünschenswert ist es natürlich, auch den Mauersand an Ort und Stelle gewinnen zu können, weil etwa ein Drittel des gesamten Rauminhaltes einer Sperrmauer von dem Mörtel eingenommen wird. Um alle übrigen Baumaterialien, als Zement und Trass, Rundhölzer, Bretter, Maschinen, Werkzeuge, Kohlen, Sprengstoffe etc. heranzuschaffen, ist es schliesslich notwendig, dass gute Zufuhrwege ohne allzu grosse Nebenkosten angelegt werden können.

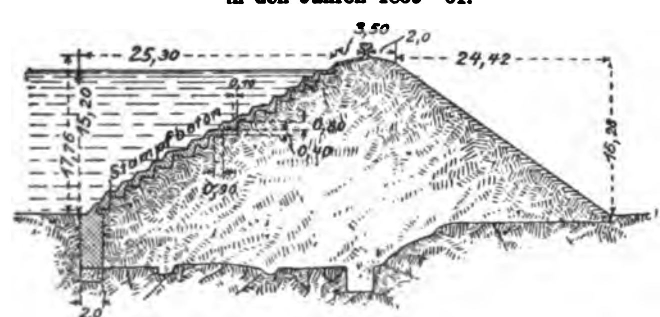
d) Die Wahl der Stelle für das Stauwerk und Auswahl der Bauweise. Ist das Tal gewählt, so wird man zunächst suchen, die bestgeeignete Stelle für die Sperre zu finden. Zunächst wird man darauf Bedacht nehmen, dass das Stauwerk selbst die kleinste Längenausdehnung erhält. Unbedingt notwendig ist aber, dass man ohne allzu grosse Kosten den tragfähigen Baugrund erreichen und einen festen und dichten Anschluss an die Talwände erzielen kann. Unter allen Umständen muss die Gründungssohle gänzlich unbeweglich und die Gefahr von Rutschungen gänzlich ausgeschlossen sein.

Die Stauwerke selbst werden entweder als geschüttete Staudämme, oder als Staumauern in Stein oder Beton, oder aus Eisen und Stein, oder Eisen und Beton hergestellt. Staudämme werden überall da in Frage kommen, wo das für die Dammschüttung erforderliche Hauptmaterial in genügender Menge und in geeigneter Mischung in der Nähe des zu errichtenden Staudamms gefunden werden kann und wo es nicht möglich ist, mit der Gründungssohle einer massiven Staumauer festen und durchlässigen Felsen oder gänzlich undurchlässigen Baugrund von genügender Tragfähigkeit zu erreichen.

Staudämme sind auch gewählt worden, weil sie sich anschlagmässig erheblich billiger stellten als eine Staumauer von gleicher Höhe.

1. Man unterscheidet im wesentlichen zwei Herstellungsarten der Dämme. a) Die vorzugsweise in Frankreich verwendete Art besteht darin, den Damm in dünnen Schichten aus einem gleichmässigen Material zu schütten und ihn an der wasserseitigen Böschungsfläche durch ein geeignetes Dichtungsmaterial abzudichten und gegen die Angriffe der Wasserbewegung zu schützen (Abb. 196). Für diese Art der Herstellung ist es notwendig, einen Boden zur Verfügung zu haben, welcher aus einer Mischung von Ton oder Lehm mit Sand in einem solchen Verhältnis besteht, dass jedes Sandkorn von einem Lehm- oder Tonhäutchen umhüllt wird. Am besten ist es, wenn das Mischungsverhältnis derartig ist, dass etwa auf 1 Teil Ton $1^1/_4$ Teile Sand entfallen. Wird die Dammerde fetter, d. h. der Ton- oder Lehmgehalt grösser, so ist eine dichte Lagerung des Dammes nicht zu erwarten, weil die Dammerde durch die Feuchtigkeit sich dehnt und elastisch wird. Mit Boden in dem bezeichneten Mischungsverhältnis aber lassen sich bei Aufbringung dünner Schichten und gehörigem Abwalzen oder Abstampfen vollkommen dichte Dämme herstellen. Beträgt bei dem verfügbaren Schüttboden der Anteil des Sandes mehr als das $1^1/_2$fache, so ist es zu empfehlen, die einzelnen Schichten mit hydraulischem Kalkpulver zu bestreuen und dasselbe dann durch Riffelwalzen mit dem Boden zu mischen und gleichzeitig auf etwa die Hälfte der Schütthöhe zusammenzupressen. Es setzt das die Aufbringung so dünner Schichten (von etwa 10 cm) voraus, dass eine Durchdringung des Kalkes mit dem Boden durch Walzen oder Eggen möglich wird. Beim Damm von Mittersheim (Seite 728) bestand der Schüttboden zur Hälfte aus Sand, zur Hälfte aus Ton, und man setzte demselben je nach dem zu grossen oder zu geringen Feuchtigkeitsgrade hydraulisches Kalkpulver oder Kalkmilch zu. Der Verbrauch war im Mittel 12 Liter Kalkpulver pro cbm Schüttung.

Abb. 196. Querschnitt des Dammes von Montaubry. Erbaut in den Jahren 1859—61.

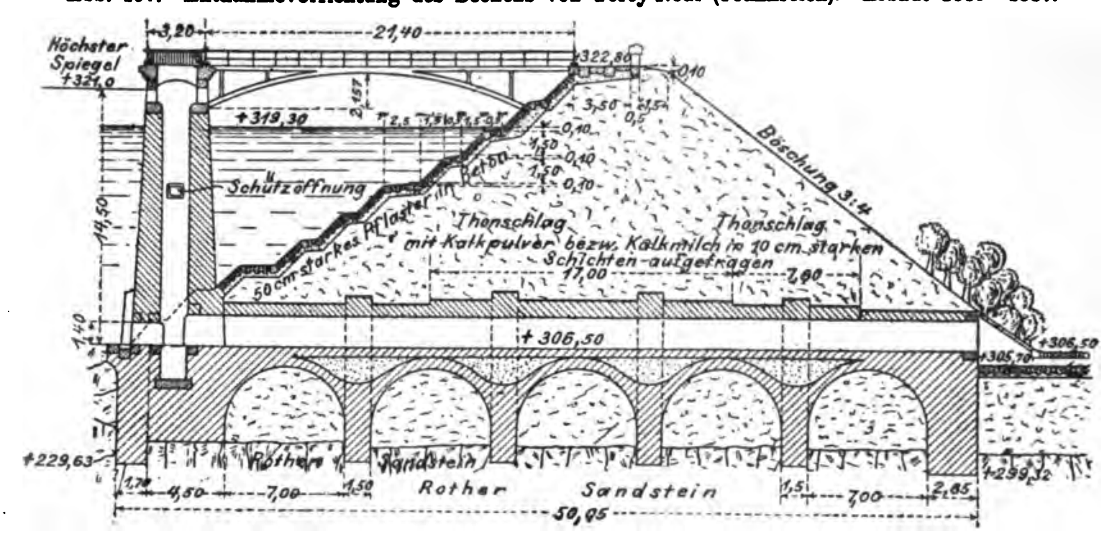


Bei Herstellung des Dammes von Torcy-Neuf (Abb. 197) stieg dieser Zusatz an der Wasserseite des Dammes bis auf 30 kg pro cbm fertiger Schüttung. Bei den Vogesendämmen wurden 15 bis 20 Liter Kalkpulver (9,45 bis 13,0 kg) auf einen cbm fertiger Schüttung verwendet. Bei dem Liez-Damm (Abb. 198) wurde eine künstliche Mischung aus 44 Teilen Ton und 56 Teilen Sand verwendet, wobei die natürlich vorhandene und nur $^1/_3$ Sand enthaltende Tonerde in 0,133 m starken Schichten aufgebracht und mit je 0,067 m Sand zusammengewalzt wurde.

Es gilt überhaupt als Regel bei Herstellung derartiger Staudämme, die Schichten bis zum normalen Wasserspiegel im Becken in Lagen von nicht mehr als 0,15 m aufzubringen und jede Schicht für sich gehörig abzuwalzen und zu stampfen. Alle Fremdkörper, besonders Pflanzenteile, gefrorene Schollen, grössere Steine dürfen unter keinen Umständen in der Schüttung bleiben. Grössere Erdklumpen sind zu zerkleinern. Der Bauvorgang muss derartig betrieben werden, dass die Schichten in der ganzen Länge des Dammes gleichmässig aufgebracht werden, ohne dass vorher die Oberfläche der

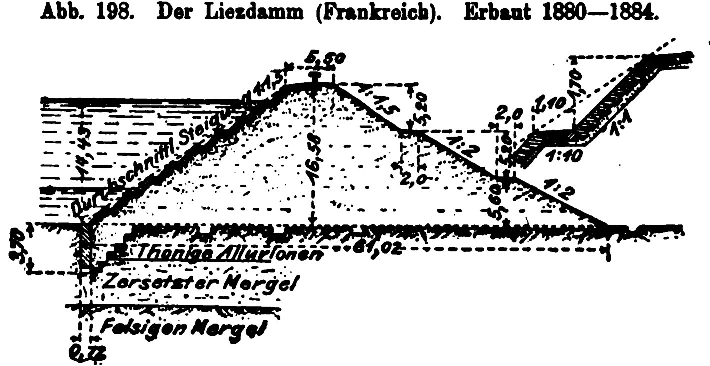
letzten Schicht zu stark austrocknet. Gegebenenfalls muss vor der Schüttung eine Anfeuchtung erfolgen. Meistens stellt man, um das Walzen zu erleichtern, die einzelnen Lagen wagerecht her. Nach der Wasserseite zu geneigte Schüttungsflächen versprechen aber immerhin eine grössere Dichtigkeit. Bezüglich der Walzen- und Stampfmaschinen sei auf Kap. II, 24 Anlage Jonage-Cusset Lyon S. 510 und Kap. III, 2 Werkkanäle, sowie Tafel LIII. Fig. 8—14 verwiesen[59]).

Abb. 197. Entnahmevorrichtung des Beckens von Torcy-Neuf (Frankreich). Erbaut 1883—1887.



Für den Liezdamm bestand die zweiachsige Walze aus gusseisernen Scheiben von 80 cm Durchmesser, von denen je 12 auf jede Achse verteilt wurden, derart, dass die Zwischenräume der Scheiben der vorderen Achse von denen der hinteren Achse gedeckt wurden. Das Walzengestell konnte durch einen Wasserballastkasten beschwert und das Gesamtgewicht auf 4400 kg gesteigert werden. An jedem Dammende war eine Lokomobile aufgestellt, welche mittelst Drahtseilzuges die Bewegung betätigte.

Abb. 198. Der Liezdamm (Frankreich). Erbaut 1880—1884.



Was die grösste zulässige Höhe derartiger Staudämme betrifft, so gehen die Meinungen darüber noch stark auseinander. Auf dem V. internationalen Binnenschifffahrts-Kongress zu Paris 1892 konnten sich die hervorragendsten Fachmänner nicht darüber einigen.

M. Fontaine hält bei ausgezeichnetem Material einen Damm von 20,0 m Höhe noch für zulässig, Guillemain will nicht so weit gehen und scheint etwa 10,0 m für die Grenze zu halten. Mit Rücksicht darauf, dass Zufälligkeiten die Widerstandsfähigkeit des Dammes und zwar um so leichter je höher der Wasserdruck ist beeinträchtigen können und die Bildung selbst kleiner Wasseradern immerhin schon gefährlich ist, wird man Dämme der beschriebenen Bauart kaum höher als höch-

[59]) Ähnliche Walzen sind von Prof. F. Kreuter in einem Aufsatze: Amerikanische Wasserwerke, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1897. S. 344 beschrieben.

stens 20,0 m machen dürfen. Zur Bemessung der Breite der Dammkrone wird oft ein Mass von 0,4 bis 0,5 h angenommen, wobei h die grösste Dammhöhe bezeichnet. Crugnola[60]) will 3,0 m nicht unterschreiten und gibt im übrigen für die Berechnung der Kronenbreite $b\ \text{min.} = \frac{5}{17}(h - 3)$ an. Der amerikanische Ingenieur Trautwine schlägt $b\ \text{min.} = 0{,}61 + 2 \cdot \sqrt{h}$ vor. Wird die Krone, was meistens der Fall ist, auch für den das Tal kreuzenden Weg benutzt, so ergibt sich unter Umständen hieraus schon ein Mindestmass.

Die Höhe der Krone über dem höchsten Stauspiegel muss derartig sein, dass unter allen Umständen eine Überflutung des Dammes ausgeschlossen ist, weil eine solche eine Katastrophe fast unvermeidlich machen würde. Da bei längeren Becken von 1000,0 m und mehr immerhin schon recht erhebliche Wellen vorkommen können, so empfiehlt es sich, die Dammkrone 2,0 bis 3,0 m über den höchsten Wasserspiegel zu legen und ausserdem noch auf der Krone selbst eine Brüstungsmauer als Wellenschutz anzulegen (Abb. 196, 197 u. 198). Die luftseitige Böschung wird am besten nach dem Damm zu konvex angelegt mit eingelegten Banketts, um die Unterhaltung zu erleichtern und zu verhindern, dass Regenwasser Risse in die Dammböschung reissen kann. Die Neigung der einzelnen Stufen richtet sich nach dem Böschungsmaterial und kann zwischen 1 : 1,5 und 1 : 2,5 gewählt werden (Abb. 198). Im übrigen genügt als Befestigung der luftseitigen Böschung das Ansäen von Rasen. Die wasserseitige Böschung legt man meistens stufenförmig an und dichtet sie durch eine Schicht sorgfältig gestampften Betons ab, welcher aus Sand und hydraulischem Kalk herzustellen ist. Sehr zu empfehlen ist zur Sicherung des Dammfusses und um die Bildung von Wasseradern in der Gründungssohle zu verhindern, eine tiefere Herdmauer in Beton in der ganzen Länge des Dammes herzustellen.

Da der Damm sich allmählich setzt, so würde es verfehlt sein, die Betonbefestigung auf den Damm gleichzeitig mit der Dammschüttung aufzubringen, es ist vielmehr nötig, mit dieser Arbeit zu warten, bis der Damm sich gehörig gesetzt hat. Es ist daher auch eine Hauptbedingung für die Ausführung von Staudämmen der geschilderten Bauart, lange Bauzeiten zur Verfügung zu haben. Da aber das Setzen des Dammes oft nach mehreren Jahren noch nicht ganz beendet ist, so bleibt die Dichtung derartiger Dämme mit starren Decken immerhin von zweifelhaftem Erfolg. Wollte man statt dessen eine elastische Dichtung durch einen starken Tonschlag auf der ganzen Böschung verwenden, so dürfte es sich der Kosten wegen als vorteilhafter herausstellen, statt dessen die weiter unten zu besprechende Ausführungsart mit Tonkern zu wählen.

Es versteht sich von selbst, dass, bevor mit der Dammschüttung begonnen werden kann, die ganze Gründungssohle von organischen Resten befreit werden muss und aufzurauhen ist, sodass eine dichte und innige Verbindung der Dammerde mit der tragenden Sohle erzielt wird. Zur Verhinderung von Wasseradern in der Sohle legt man zweckmässig auch unterhalb des Dammes selbst, parallel mit den Dammfüssen, noch weitere Herdmauern in der ganzen Länge an, die tief in die Sohle eingreifen müssen und wenn möglich bis auf die undurchlässigen Schichten herabzuführen sind (Taf. XX, Fig. 10. Querschnitt des westlichen Abschlussdammes des Stauweihers Gübsenmoos-Kubelwerk).

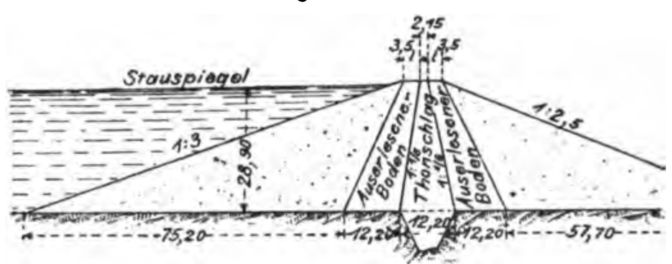
---

[60]) Crugnola, Gaetano. Sui muri di sostegno, Torino 1883.

b) **Nach der von den Engländern und Amerikanern** bevorzugten **Herstellungsmethode wird inmitten des Dammes ein Kern aus undurchlässigem Material** (Ton oder Beton) hergestellt, welcher für sich allein die Wasserundurchlässigkeit zu gewährleisten hat, während die Widerstandsfähigkeit gegen den Wasserdruck durch beiderseitig angeschüttete Dämme erzielt wird. Diese Ausführungsart hat den Vorzug, dass man in der Auswahl des Dammaterials nicht so sorgfältig zu sein braucht wie bei der oben geschilderten. **Sie wird deshalb überall da anzuwenden sein, wo gutes Dammaterial in oben gekennzeichneter Beschaffenheit nicht in genügender Menge vorhanden ist und wo eine schnelle Ausführung durch die Umstände geboten ist.**

Der Kern aus **Tonschlag**, welcher besonders von den **Engländern** bevorzugt wird, erhält in der Krone des Dammes in der Regel eine Stärke von 1,5 bis 4,0 m, je nach der Höhe des Dammes und der Güte des Tonmaterials und verbreitert sich nach unten mit Neigungen von 1 : 1/6 bis 1 : 1/24 (Abb. 199). Der Kern selbst wird, sofern völlig undurchlässige Schichten des Baugrundes in erreichbarer Tiefe liegen, bis in diese hineingeführt. Oberhalb der Gründungssohle des übrigen Dammes wird der Tonkern mit ausgesuchtem feinen und dichten Material (Muttererde oder feiner Schlemmsand) bedeckt, um den Kern gegen Austrocknen und Rissigwerden und gegen die Auflösung durch eindringendes Wasser zu schützen. Für das Dammaterial, namentlich an der Luftseite, ist dann eine so peinlich sorgfältige Auswahl wie bei der französischen Ausführungsart nicht mehr erforderlich, vielmehr können alle möglichen Bodenarten zur Verwendung kommen, wenn sie nur gut lagerhaft sind. Alle Sandarten verdienen deshalb den Vorzug. Die luftseitige Böschung bei solchen Standämmen ist meistens 1 : 2,5, die Innenböschung 1 : 3 angelegt. Die Herstellung des Dammes und des Kernes erfolgt gleichzeitig, wobei der Damm in Schichten von nicht mehr als 15 bis 20 cm Höhe aufzubringen ist. Es sind in England Dämme dieser Art bis zu 30,0 m Höhe ausgeführt.

Abb. 199. Englischer Standamm.



Bei den Amerikanern wird für den Kern meistens Beton zur Anwendung gebracht (vergl. den New Croton-Damm S. 738).

Zu erwähnen wäre noch die eigentümliche Bauweise der Dämme im Harz[61]), wie sie bereits 1714 zu Lauterberg angewendet ist. Es wurde ein Kern von etwa 2,3 m Stärke in der Mitte des Dammes aus **Rasenstücken** angelegt, welcher bis auf den undurchlässigen Untergrund herabgeführt wurde. Dieses sogenannte Rasenhaupt wurde beiderseitig durch feine, in ganz dünnen Schichten angestampfte Dammerde geschützt und beiderseitig alsdann die tragenden Dammteile mit Böschungen von etwa 1 : 1½ davor geschüttet. Die grösste Dammhöhe, die auf diese Weise hergestellt wurde, bleibt noch unter 15,0 m. Die Dammkrone ist meist 5,6 m breit.

2. **Sperrmauern aus Stein oder Beton**, oder **aus Stein und Eisen**, oder **Beton und Eisen** müssen jedenfalls auf einem völlig undurchlässigen Untergrunde

[61]) A. **Dumreicher**, Die Wasserwirtschaft des Oberharzes. P. **Ziegler**, Der Talsperrenbau. S. 62.

fundiert werden. Die grössere Belastung pro Flächeneinheit verlangt einen entsprechend tragfähigeren Baugrund. Während man die Dichtigkeit in der Sohle bei Erddämmen, ausser durch die Kern- und Herdmauern, auch durch die grosse Länge des Dammquerschnittes in der Sohle und die Belastung des Bodens erreichen kann, weil schliesslich die Reibungswiderstände, welche das Wasser im Boden findet, bei der Länge der Basis dem Wasserdruck das Gleichgewicht halten, muss bei massiven Steinmauern und um so mehr je höher die Mauer wird, der Untergrund selbst, auf welchem die Mauer steht, die Gewähr völliger Undurchlässigkeit bieten oder es muss möglich sein, auf künstlichem Wege den Untergrund völlig undurchlässig zu machen. Selbstverständlich gilt, was für die eigentliche Fundamentsohle gesagt ist, auch für die seitlichen Anschlusswände der Sperrmauer. Es werden deshalb derartige Sperrmauern meistens nur auf felsigem Baugrunde angelegt. Man kann sie aber auch auf anderem undurchlässigen Boden fundieren, wenn derselbe die notwendige Tragfähigkeit besitzt (vergl. z. B. die Anlage Avignonnet, Kap. II, 23, S. 497 und Taf. XXXVII). Granite, Porphyre, Trachyte, Syenite und ähnliche Massengesteine gewähren, obwohl sie häufig Spaltenbildungen aufweisen, die grösste Sicherheit, weil sie eine sehr grosse Tragfähigkeit besitzen, auch gegen jede Art der Zerstörung am widerstandsfähigsten sind und Rutschflächen selten befürchten lassen. Man kann die Spalten, welche sich in diesen Gebirgsarten finden, nach sorgfältiger Reinigung mit Erfolg durch Zementmörtel und Beton abdichten. Wo eine solche Abdichtung nicht völlig gelingt, haben aber die Wasserverluste weiter keinen Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerkes.

Grössere Vorsicht ist bei allen geschichteten Gesteinarten geboten, namentlich wenn die Schichtung sich in dünnen Lagen und ungleichmässig zeigt und sich zwischen den einzelnen Schichten tonige, kalkige oder ähnliche Bindemittel befinden. Ganz besonders wichtig ist die Richtung, in welcher die Schichtungen verlaufen. Liegen die Schichtungen in der Längsrichtung des Tales und sind sie gegen die Wagerechte stärker geneigt, so ist zu untersuchen, ob sich etwa infolge des grossen Wasserdruckes Rutschflächen bilden können, auf denen dann das ganze Bauwerk zum Gleiten kommen könnte. Je mehr sich das sogenannte Streichen der Schichten der Längserstreckung der Mauer anschliesst und je steiler der Einfallswinkel ist, um so mehr kann man darauf rechnen, dass die Fugen durch Beton gedichtet werden können und dass die ganze Mauer auf einer gleichartigen Unterlage ruht.

Um nun die Untersuchungen an einer gewählten Stelle in der nötigen Breite, in welcher die Mauer ihr Fundament finden soll, machen zu können, ist es nötig, zunächst Annahmen über die Abmessungen und über die Krümmung der Staumauer zu machen. Um diesbezüglich Anhaltspunkte zu geben, sind 17 Querschnitte von Intze projektierter, bezw. ausgeführter Talsperren mit Massen auf Taf. LII, Fig. 7 dargestellt, mit Hilfe deren man sich von vornherein ein ungefähres Bild über die Abmessungen der Mauer im jedesmal vorliegendem Falle machen kann. Ferner gibt wegen der Wahl des Krümmungshalbmessers die nachfolgende Tabelle Auskunft. Bezüglich der Sperrmauern, welche auf Gewölbedruck berechnet sind und solcher, bei denen Stein und Eisen oder Stein und Beton in Kombination verwendet wurde, wird auf die nachstehend unter e aufgeführten Beispiele verwiesen.

Tabelle XI.

Bezeichnung der Talsperre	Zeit der Ausführung	Kronenlänge in m	Grösste Mauerhöhe bzw. Dammhöhe in m	Grösste Wasserhöhe in m	Krümmungshalbmesser in m
Alicante (Mauer), Spanien	1579—89	60—80,0	43,0	41,0	107,00
Furens (Mauer), Frankreich	1860—66	100,0	56,0	50,0	252,5
Gileppe (Mauer) Belgien,	1867—75	285,0	47,05	45,0	500,0
Sweetwater-dam (Mauer), Kalifornien	1886—88 Auf Gewölbedruck berechnet (vergl. Taf. LII, Fig. 3)	108,6	29,85	27,75	67,66
Bearvalley-dam (Mauer), Vereinigte Staaten	1884 Auf Gewölbedruck berechnet (vergl. Taf. LII, Fig. 1 u. 2)	187,25	18,90	16,8	91,5
Crystal-Springs (Mauer) bei St. Francisco, Kalifornien	1887—90	207,4	51,85	—	194,3
Deutsche Talsperren:					
Remscheid (Mauer)	1889—91	160,0	25,0	18,0	125,0
Chemnitz (Mauer)	1890—93	180,0	28,0	20,0	400,0
Panzertal (Mauer)	1893	127,0	13,0	8,0	125,0
Heilenbeke (Mauer)	1895—96	165,0	—	15,15	125,0
Bevertal (Mauer)	1896—98	250,0	25,0	16,0	250,0
Lingesetal (Mauer)	1897—1901	185,0	25,5	18,5	200,0
Ronsdorf (Mauer)	1898—1902	155,0	23,5	19,3	125,0
Solingen a) Erddamm mit Betonkern	1898—1903	120,0	13,0—14,0	9,0	50,0
b) Mauer	1898—1903	148,0	43,0	36,0	150,0
Ennepetal (Mauer)	1902—1905	270,0	41,0	36,6	250,0
Urfttal (Mauer)	1900—1905	226,0	58,0	51,8	200,0
Marklissa (Mauer)	1902—1905	125,0	45,0	36,0	125,0

e) Einige besondere Ausführungsarten von Talsperren. 1. Bei der Sperre von Otay in Kalifornien (Abb. 200) ist der Kern des Staudammes durch eine Stahlwand, welche mit Beton umgeben ist, gebildet. Ursprünglich bestand die Absicht, den Kern aus einer Bruchsteinmauer herzustellen, und man sieht in der Abbildung das Fundament derselben. Der wasserseitige Teil des Dammes besteht aus einer Schüttung in grobem Kies, der luftseitige aus einer Schüttung von Steinblöcken verschiedener Grösse.

2. Bei dem Staudamm am East-Canyon Creek (Kalifornien), welcher eine Schlucht sperrt, wurde die Dichtung gleichfalls durch eine Stahlwand mit Betonbekleidung erzielt und der Damm durch Trockenmauerwerk und grosse Steinblöcke gebildet (Abb. 201). Ursprünglich war die Höhe der Sperrmauer auf 20,0 m berechnet, später ist sie noch um 8,0 m erhöht worden. Man hat durch Sprengstollen mit einem Schlage das ganze Material für den Damm gewonnen und die ursprüngliche Sperrmauer von 20,0 m Höhe für rd. 80000 Mk. herstellen können.

3. Bei dem Staudamm am Bowman in Kalifornien (Abb. 202), welcher an einer Stelle errichtet wurde, wo Holz in Massen und billig zu haben war, ist der wasserseitige Teil des Staudammes durch übereinandergelegte Holzstämme, welche miteinander im Holzverband und durch Klammern verbunden wurden, gebildet und das Innere dieses

Holzgerüstes ist mit Steinen ausgefüllt. Die Dichtungswand ist durch einen Bohlenbelag auf Holzbalken gebildet worden, dessen Fugen kalfatert wurden.

4. Die Talsperre bei Southfork in Kalifornien ist ganz in Eisen und Stahl gebildet (Abb. 203), weil eine Staumauer zu teuer geworden wäre. Stählerne Gerüste tragen

Abb. 200. Otay-Sperrmauer, Kalifornien.



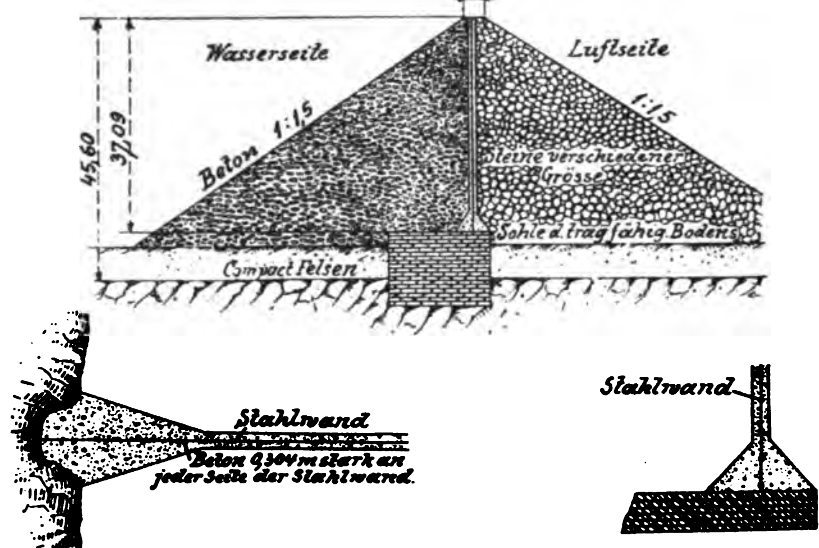


Abb. 201. Staudamm am East-Canyon Creek, Kalifornien.

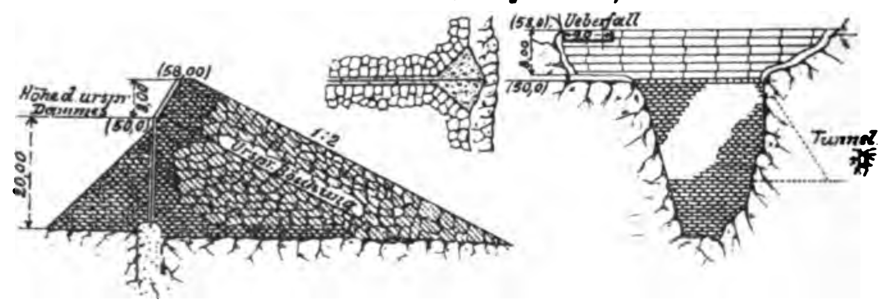
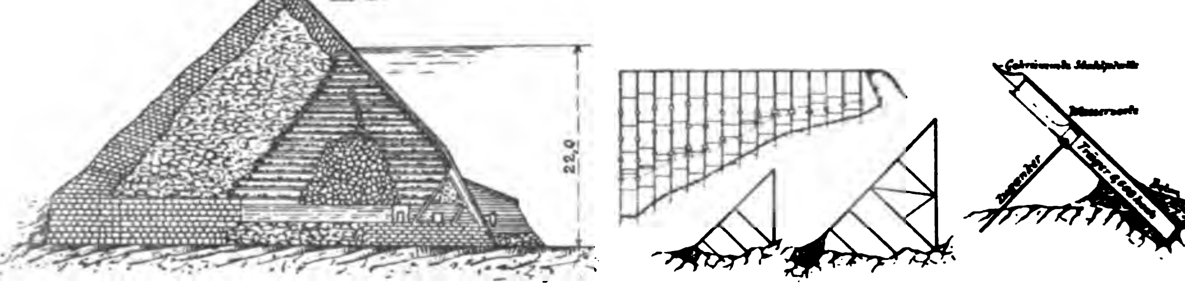




Abb. 202. Staudamm am Bowman, Kalifornien.

Abb. 203. Talsperre in Eisen bei Southfork, Kalifornien.



auf der Wasserseite eine Stahldecke, welche in Form von Hängeblechen auf den Hauptträgern befestigt ist. Die Vorderfläche der Sperre ist gegen den Horizont um 45° geneigt, während die äussersten luftseitigen Stützen lotrecht stehen. Die Dichtung in der Sohle ist durch eine Betonschüttung erreicht.

5. Bei der **Sperre des Sees Orédon** in den französischen Pyrenäen hat man in Rücksicht auf die billigste Ausführung den Staudamm aus Geröll und Kies hergestellt, welches Material sich in der Nähe in grosser Menge befand. Ein stärkeres Setzen hatte man deshalb nach Fertigstellung des Dammes nicht zu befürchten. Der See liegt 1850 m über dem Meerespiegel in einer schwer zugänglichen Gegend. Um diesen Damm abzudichten, bedeckte man ihn wasserseitig mit einer Pflasterung (Abb. 160 u. 161[62]). Auf diese wurde eine Betonschicht von 0,20 cm Stärke gestampft und hierauf ein Drainageschlitz aus groben Steinen von etwa 0,30 m Stärke angelegt. Diese Drainage führt in einen Sammelkanal am Fusse des Dammes, welcher luftseitig mündet. Auf die Drainage wurde dann zur Dichtung eine Betonschicht gelegt in Stärken von 1,50 m am Fusse und 1,20 m an der Krone. Der Beton ist sehr sorgfältig gestampft und nach dem Abbinden mit einer 2 cm starken Asphalt-Isolierschicht versehen. Um diese Schicht den Einwirkungen des Frostes und mechanischer Beschädigungen zu entziehen, ist dieselbe mit einer

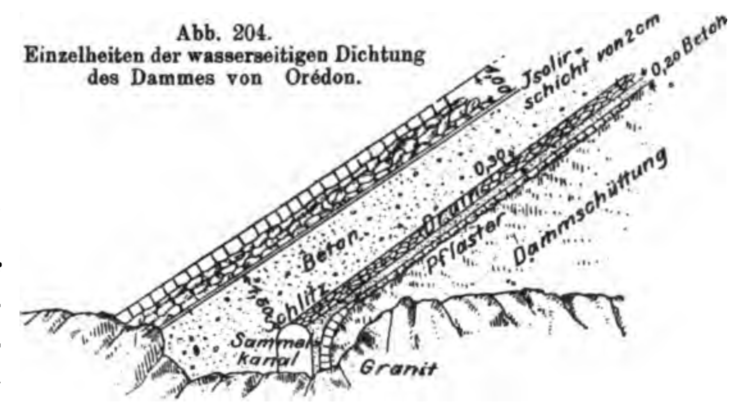
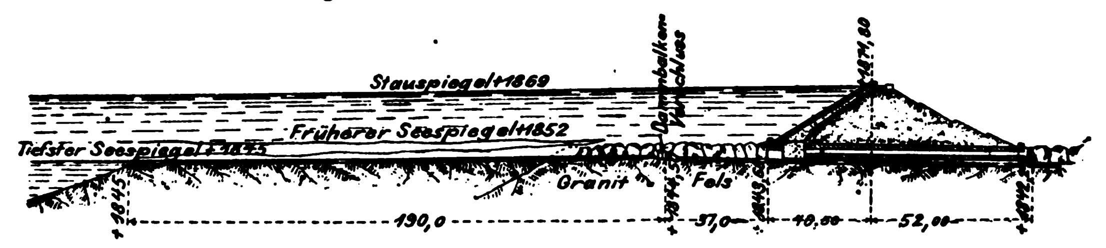


Abb. 204.
Einzelheiten der wasserseitigen Dichtung des Dammes von Orédon.

Abb. 205. Längsschnitt durch den Entnahmestollen des Sees von Orédon.



1,0 m dicken Steindecke überdeckt. Der Damm hat eine grösste Sohlenbreite von 86,0 m, eine Kronenbreite von 8,75 m, eine Kronenlänge von 95,0 m und eine Wasserspiegelhöhe von 21,5 m.

Der in den siebziger Jahren des vorigen Jahrhunderts erbaute Damm soll 710000 Frs. gekostet haben, sodass bei 7,27 Millionen cbm Nutzinhalt auf den cbm Beckeninhalt nicht ganz 8 Pfennige entfallen würden.

6. Eine Ausführung, bei welcher die Sperrmauer als Gewölbe berechnet wurde, zeigt der **Sweetwaterdam** in Kalifornien (Taf. LII, Fig. 3a, b, c). Der Aufstau des Sweetwaterflusses erfolgte zuerst für Bewässerungszwecke in einer Höhe von 18,3 m und ist später auf 27,75 m erhöht. In der Talsohle ist die Mauer 50,5 m, in der Krone 103,6 m lang. Die Sehnenlänge beträgt 91,4 m und der Krümmungshalbmesser 67,66 m. Das Bruchsteinmauerwerk (16000 cbm) wurde mit einem Portland-Zementmörtel (luftseitig 1 : 3, wasserseitig 1 : 2) in unregelmässigen Schichten aufgeführt. Es besitzt ein Gewicht von 2,6 t pro cbm. Die Krone trägt wasserseitig eine 1,05 m hohe und 0,6 m

62) P. Ziegler, Der Talsperrenbau. Teil I. S. 59.

dicke Brüstungsmauer, luftseitig ein eisernes Geländer. Am rechten Ufer 1,50 m unter der Krone der Sperrmauer liegt ein 12,20 m langer Überlauf, welcher, durch Mauerpfeiler in 8 Verschlüsse geteilt, durch Schützen geschlossen werden kann. Die Entnahme des Wassers erfolgt in einem Turm von 1,8 m Halbmesser, welcher im Beckeninnern in einem Abstande von 15,0 m von der Mauer errichtet wurde. Ein zu Bewässerungszwecken dienendes eisernes Rohr von 0,90 m Durchmesser und zwei weitere zur Lieferung von Kraftwasser von 0,35 bis 0,45 m Durchmesser durchdringen die Mauer und stehen mit dem Turminnern in Verbindung. Die Verschlüsse der Rohre sind an der Luftseite angeordnet. Das Becken hat einen Inhalt von 22 Millionen cbm bei 2,95 qkm Oberfläche im Wasserspiegel. Die Verdunstung ist wegen der hohen Temperatur, welche vornehmlich in der Zeit von Juni bis November herrscht, sehr bedeutend und wird jährlich auf 1,22 m geschätzt. Der Bau ist in den Jahren 1886 bis 88 ausgeführt und soll nur etwa 1260000 Frs. oder rd. 4,6 Pfg. pro cbm Stauinhalt gekostet haben.

7. Eine noch kühnere Konstruktion zeigt der Bearvalleydamm (Taf. LII, Fig. 1 u. 2a, b, c). Die auf Granitfels gegründete Sperrmauer ist gleichfalls aus Granitbruchsteinen in Portlandzement hergestellt und mit Werksteinen von 0,9 bis 1,7 m Länge und 0,60 m Stärke verblendet. Die Kronenlänge misst 137,25 m, der Halbmesser 91,5 m, die Mauerbreite am Fusse 6,75 m, in der Krone 0,97 m. Die Mauerhöhe beträgt 18,90 m. Ein 6,0 m breiter Überlauf liegt 2,60 m unter der Mauerkrone und führt das Wasser in einen in dem Felsen des linken Talhanges eingearbeiteten Kanal. Ein Rohr von 1,0 m Durchmesser zur Wasserentnahme führt durch die Sperrmauer und ist durch Schieber mit Zahnstangenvorgelege verschliessbar. Die anfängliche Durchlässigkeit der Mauer soll später verschwunden sein. Bei einer Oberfläche des Stauspiegels von 8,5 qkm hat das Becken einen Inhalt von 50 Millionen cbm. Das im Durchschnitt 1900,0 m über dem Meeresspiegel liegende Niederschlagsgebiet bedeckt eine Fläche von 112 qkm. Die Kosten der Sperrmauer sollen nur 400000 Frs., d. h. nur 0,65 Pfennig pro cbm Stauinhalt betragen haben. Diese Zahl und auch die geringen Kosten des Sweetwater-dam mahnen bei einem Vergleich mit den in Tab. XII angegebenen Kosten dazu, auch in Europa der Ausführung von Sperrmauern unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung mehr als bislang näher zu treten[68]). Ebenso verdient die Verwendung von Eisenbeton beim Talsperrenbau entschieden Beachtung. Die Errichtung von massiven Staumauern in Abmessungen wie diejenigen der Marklissa-Talsperre erfordert so grosse Mittel, dass, wenn man diese Ausführungsart für Talsperrenanlagen in Deutschland allgemein als Muster nehmen würde, viele Talsperren aus wirtschaftlichen Gründen unausgeführt bleiben müssten, weil das aufgewendete Kapital durch die Erträgnisse der Kraftgewinnung nicht gedeckt werden könnte.

f) Die Feststellung des Fassungsvermögens eines Tales, Bestimmung der für einen verfolgten Zweck erforderlichen Grösse des Stauraumes, sowie die Verteilung der Kosten. Das Fassungsvermögen eines Tales wird aus topographischen Karten ermittelt. Sollten solche nicht vorhanden sein, so müssen an charakteristischen Punkten, besonders natürlich in der Nähe der Baustelle des Abschlusswerkes, Querprofile aufgenommen und danach in einen Lageplan die Höhenlinie eingetragen werden. Die von den einzelnen Höhenlinien eingeschlossenen Flächen sind zu planimetrieren und das

---

[68]) Vergl. Zentralblatt der Bauverw. 1897 S. 450 und 1898 S. 525 u. ff.

Mittel aus zwei benachbarten Flächen mit den zugehörigen Höhenunterschieden zu multiplizieren (Abb. 206). Der Rauminhalt eines Talbeckens ist also bis zu einer gewissen Höhe

$$J = \frac{(F_0 + F_1)}{2} h_1 + \left(\frac{F_1 + F_2}{2}\right) h_2 + \left(\frac{F_2 + F_3}{2}\right) h_3 + \left(\frac{F_3 + F_4}{2}\right) h_4 \text{ usw.}$$

Abb. 206.

Die Flächengrösse der obersten Schicht ist zu gleicher Zeit von Wichtigkeit für die überschlägliche Feststellung des Grunderwerbs und für die Berechnung der grössten Verluste durch Verdunstung. Es ist zweckmässig, gleichzeitig in überschläglicher Weise für die einzelnen Stauhöhen neben dem Fassungsvermögen auch den kubischen Inhalt der Sperrmauer zu ermitteln und tabellarisch aufzutragen, weil solche Übersicht die Durchführung wirtschaftlicher Vorarbeiten zur Auffindung der besten Lösung erleichtert (Abb. 206). Die Ergebnisse der Berechnung würden dann in einer Tabelle übersichtlich nach dem nachfolgenden Muster zu ordnen sein:

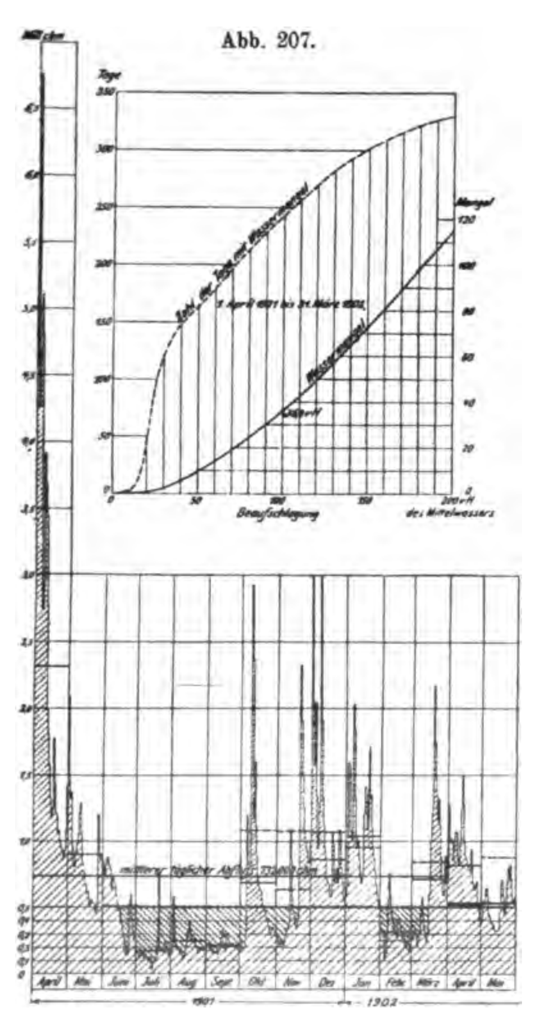
1	2	3	4	5	6
Wassertiefe in m	Zunahme in m	Fassungsvermögen in 1000 cbm	Zunahme in 1000 cbm	Mauerinhalt in cbm	Beckenoberfläche in qm
10		4		a	b
	5		8		
15		12		a_1	b_1
	5		338		
20		350		a_2	a_3
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
40		2000			
	0,5		1000		
40,5		3000			
	0,5		3000		
41		6000		a_n	b_n

Die Zahlen in Kolonne 3 und 4 sind willkürlich gewählt.

Was nun die Bestimmung des Stauraumes betrifft, so lassen sich zunächst Anhaltspunkte, wenn auch noch unsichere, aus dem Verhältnis der Gesamtjahreszuflussmenge oberhalb der Sperrmauer zum Beckeninhalt bei ausgeführten Anlagen gewinnen. Die nachstehende Tabelle XII gibt darüber einige Auskunft. Im Mittel aus 17 Anlagen beträgt das Verhältnis zur mittleren jährlichen Zuflussmenge nach Tabelle XII 0,30 und schwankt zwischen 0,08 und 0,57. Durch die technischen Vorarbeiten hat man sich die Kenntnis der Abflussverhältnisse des Wasserlaufs in dem ausgesuchten Tale zu verschaffen und es sollten tunlichst die durchschnittlichen täglichen Abflussmengen für eine möglichst lange Reihe von Jahren bekannt sein (vergl. Kap. 1, § 4, „Technische Vorarbeiten", S. 180 u. ff. u. Abb. 10). Aus der Kurve der täglichen Abflussmengen in cbm/sek. oder in cbm während 86400 Sekunden lässt sich dann zunächst insofern eine Übersicht gewinnen, als man durch Eintragung derjenigen Wagerechten, welche der mittleren täglichen Abflussmenge entspricht, sehen kann, welcher Ausgleich über-

haupt höchstenfalls erzielbar sein würde (Abb. 207). Ist man dann in der Lage, sich ein Programm machen zu können über den durchschnittlichen täglichen Bedarf an Wasser in cbm und trägt diesen Bedarf in die Kurve der täglichen Wassermengen ein, so würde man aus dem Bilde ersehen, wie gross der Stauinhalt sein muss, um diesen Bedarf zu decken. Bei Feststellung des Bedarfes würden die Verluste durch Versickerung und Verdunstung mit zu berücksichtigen sein. Denkt man sich in die Abb. 207 die Bedarfslinie als Wagerechte parallel zur Linie des mittleren täglichen Abflusses eingetragen, wobei also vorausgesetzt wäre, dass der tägliche Bedarf während des ganzen Jahres gleich bliebe, so würden alle Lücken unter dieser Linie den Bedarf an Zuschusswasser, die „Berge" über der Linie die zur Aufspeicherung verfügbaren Wassermengen darstellen. Die notwendige Grösse des Stauraumes ergäbe sich dann aus der grössten Summe der Lücken unter der Linie für eine zusammenhängende Zeitperiode und zwar nach Abb. 207 etwa von Mitte Juni bis Anfang Oktober. Wechselt der Bedarf, so entsteht eine gebrochene Linie als Bedarfskurve.

Abb. 207.

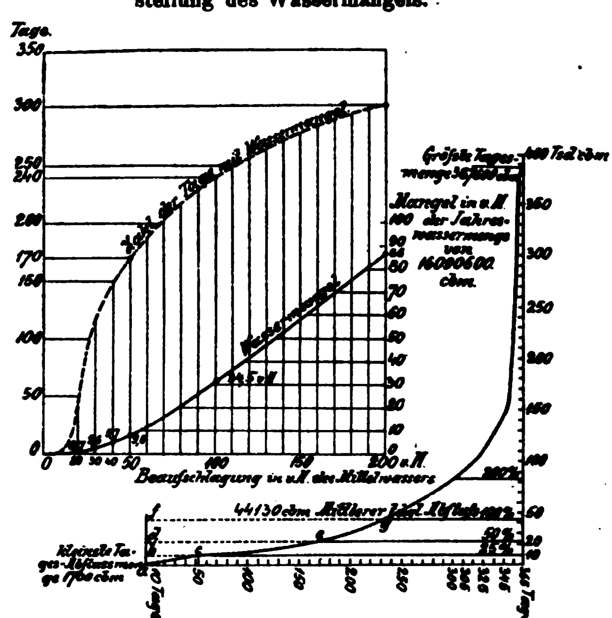


Hat man sich auf diese Weise ein überschlägliches Bild von der erforderlichen Grösse des Stauinhaltes gemacht, so wird man am besten einige Lösungen mit verschiedenen Stauhöhen durchrechnen, um die Kosten zu ermitteln und den wirtschaftlichen Wert jeder Lösung zu prüfen. Um die überschlägliche Veranschlagung zu erleichtern und zu kontrollieren, sind in der Tabelle XII gleichzeitig die Kosten einer grösseren Anzahl von Intze ausgeführter Anlagen pro cbm Stauinhalt angegeben.

Handelt es sich bei einer Talsperre darum, den unterliegenden Triebwerksbesitzern Wasser zu liefern, d. h. eine gewisse Anzahl cbm/sek. während einer gewissen Arbeitsdauer des Tages zur Verfügung zu stellen, so muss man diesen Tagesbedarf, wenn die Zuflussmengen nicht in cbm/tage, sondern in cbm/sek. dargestellt sind, ebenfalls in cbm/sek. verteilt auf 24 Stunden umrechnen. Es empfiehlt sich in solchem Falle aber mehr die täglichen Abflussmengen darzustellen und entsprechend die täglichen Bedarfsmengen in das graphische Bild einzutragen. Für die Feststellung des täglichen Bedarfs der Triebwerksbesitzer ist ihr Arbeitsplan, die Grösse und der Nutzeffekt ihrer Motoren, das Druckgefälle an den Triebwerken, die Grösse der vor ihren Triebwerken befindlichen Stauweiher, die Entfernung von der Sperre, die Beschaffenheit des Zuführungskanals oder des Flussbettes und anderes mehr massgebend. Intze hat, um zur Erleichterung der Übersicht den Mangel an Wasser für eine bestimmte Talstrecke darzustellen, folgende Methode angewendet:

Es wurde zunächst der Bedarf an Triebwasser der an der Talstrecke vorhandenen Werke festgestellt und zwar unter Berücksichtigung aller der Umstände, welche oben erwähnt sind. Namentlich wurden auch die Verluste berücksichtigt, welche durch die Leitung des Wassers in dem Flusslaufe selbst zu befürchten waren. Sofern einige Werke keinen Stauweiher besassen, um während der betriebsfreien Stunden das Wasser aufzuspeichern und es rechtzeitig für den Beginn des Betriebes zur Verfügung zu haben, wurde auch erwogen, ob nicht zweckmässigerweise die Anlage kleiner Stauweiher vor den betreffenden Werken mit vorzusehen sei. Es wurde auch der Zuwachs an Wasser berücksichtigt, den unterliegende Triebwerksbesitzer haben mussten infolge des vergrösserten Vorflutgebietes gegenüber den an der Messtelle festgestellten Wassermengen. Auf diese Weise liess sich der Gesamtbedarf so umrechnen, als ob er unmittelbar an der Talsperre vorhanden wäre, beziehungsweise an der Stelle, wo die Wassermessung stattgefunden hatte. Es wurde dann zunächst die Dauerlinie der **täglichen** Wassermengen aufgetragen und ferner ausgegangen von der **mittleren täglichen** Abflussmenge. Trug man in die Dauerlinie (S. 141) der täglichen Abflussmengen eines trocknen Jahres (Abb. 208 unten) die den verschiedenen v. H. der mittleren täglichen Abflussmenge entsprechenden Horizontalen ein, so konnte man aus der Abbildung ablesen: 1. Die Zahl der Tage, während welcher bei der betreffenden Beaufschlagung Wassermangel eintrat und 2. aus den Figuren a b c oder a d e oder a f g usw. je nach der angenommenen Beaufschlagung durch Summation der einzelnen Tagesmängel den Gesamtmangel eines Jahres bei einer gewissen Beaufschlagung. Trug man dann in einem zweiten Bilde (Abb. 208 oben) als Abszissen die Beaufschlagung in % der mittleren täglichen Abflussmenge auf und als **Ordinaten**

Abb. 208. Dauerlinie der Abflussmengen und die Darstellung des Wassermangels.



1. rechts den Jahresmangel in % der ganzen oder einer entsprechend dem Fassungsvermögen des projektierten Staubeckens reduzierten Jahresabflussmenge,

2. links die Zahl der Tage mit Wassermangel, so entstanden Bilder wie in Abb. 208.

Solche Bilder erleichtern jedenfalls die Übersicht. Freilich ist hierbei eine während des ganzen Jahres gleichmässige Beaufschlagung vorausgesetzt.

Soll der Stauinhalt des Beckens nicht im offenen Gerinne unterhalb liegenden Triebwerksbesitzern zugeführt, sondern soll die Wasserkraft in einem einzigen Krafthause, vielleicht unter Umsetzung in eine andere Energieform, derart verwendet werden, dass die erzielbare Kraftleistung auch von der jedesmaligen Druckhöhe im Staubecken abhängig wird, so ist für **eine gewisse Kraftleistung** nicht **eine gleichbleibende Wassermenge** ein cbm/sek. erforderlich, sondern diese Wassermenge wird mit dem Sinken des Stauspiegels im Becken zunehmen.

Tabelle XII. (Angaben über das Verhältnis von Stauinhalt zur

1	2	3	4	5	6
Nr.	Bezeichnung	Zeit der Bauausführung	Hauptzweck der Anlage	Grösse des Niederschlaggebietes qkm	Mittlere Wasserzuflussmenge im Jahr Millionen cbm
	Wuppergebiet.				
1.	Eschbachtal bei Remscheid	1889—91	Wasserversorgung von Remscheid	4,5	3,6
2.	Panzertal bei Lennep	1891—93	Wasserversorgung von Lennep	1,5	1,2
3.	Bevertal bei Hückeswagen	1896—98	Wasserabgabe für die Triebwerke der Wupper u. Hochwasserschutz	22,0	17,52
4.	Lingesetal bei Marienheide	1897—98		9,0	8,0
5.	Salbachtal bei Ronsdorf	1898—99	Wasserversorgung von Ronsdorf und Abgabe an Triebwerksbesitzer	0,87	0,65
6.	Herbringhausertal bei Lüttringhausen	1898—1900	Wasserversorgung von Barmen	5,5	4,4
7.	Sengbachtal bei Solingen	1900—02	Wasserversorgung, sowie Kraft- und Lichtabgabe für Solingen	11,8	8,0
	Ruhrgebiet.				
8.	Fuelbecke bei Altena	1894—96	Abgabe von Betriebwasser an die Werkbesitzer in der Fuelbecke und Rahmede	3,5	2,8
9.	Heilenbecke bei Milspe	1894—96	Wasserversorgung von Gevelsberg und Abgabe von Wasser an die Triebwerke	7,6	5,5
10.	Hasper Tal bei Haspe	1901—03	Wasserversorgung der Stadt Haspe, Wasserabgabe an die Triebwerke im Hasper Tale und an die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr	8,0	6,0
11.	Versetal oberhalb Werdohl	1902—03	Wasserversorgung von Lüdenscheid. Wasserabgabe an die Trieb- u. Pumpwerke an der unteren Ruhr	4,7	3,7
12.	Hennetal bei Meschede	1901	Wasserabgabe für die Triebwerke und Pumpwerke der unteren Ruhr	52,7	40,0
13.	Ennepetal bei Radevormwald	1902	Versorgung des Kreises Schwelm mit Wasser und elektr. Kraft. Abgabe für die Triebwerke an der Ennepe u. die Trieb- u. Pumpwerke an der unteren Ruhr	48,0	36,0
14.	Glörbachtal bei Breckerfeld	1902	Wasserabgabe für die Werkbesitzer an der Vollme und die Trieb- u. Pumpwerke an der unteren Ruhr	7,2	5,5
15.	Östertal bei Plettenberg	1903	Wasserabgabe für die Triebwerke im Östertal und an die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr	12,6	10,5
16.	Jubachtal bei Meinerzhagen	1904	Wasserabgabe für die Triebwerke der Vollme und die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr	6,6	5,0
	Rurgebiet (Eifel).				
17.	Urfttal bei Gmünd in der Eifel	1900—05	Schaffung eines elektr. Kraftwerkes von mindestens 4800 PS und Hochwasserschutz	375,0	180,0

O. Intze, Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau der Talsperren. Zeitschr.

mittleren Zuflussmenge, sowie über die Anlagekosten Intzescher Talsperren.)

7	8	9	10	11	12	13	14
Verhältnis des Stauinhaltes zur mittleren jährl. Zuflussmenge	Mittlere Zuflussmenge pro qkm	Stauinhalt des Beckens	Stauhöhe über Talsohle	Kosten der Sperrmauer einschliesslich Grunderwerb	Kosten des Staubeckens pro cbm Stauinhalt	Gesamtkosten der Talsperre mit allen Nebenanlagen	Bemerkungen
	l/sek. abgerundet	Mill. cbm	m	Mk.	Pfg.	Mk.	
0,28	24	1,0	18,0	536 000	54	800 000	mit Erweiterung des Wasserwerkes
0,10	24	0,117	7,5	105 000	90	105 000	—
0,19	24	3,3	16,0	1 430 000	43 }	3 050 000	einschl. der Ausgleichweiher b. Buchenhofen und Beyenburg und Vergrösserung des Dahlhauser Weihers.
0,33	28	2,6	18,5	1 070 000	41 }		
0,46	23	0,3	19,8	510 000	170,0	950 000	mit Wasserwerk.
0,57	24	2,5	29,7	2 000 000	80	2 500 000	mit Filteranlage und Rohrleitung.
0,38	21	3,0	36,0	2 100 000	70	4 000 000	mit Wasser- und Elektrizitätswerk.
0,25	24	0,7	27,0	328 000	47	328 000	—
0,08	23	0,45	19,5	280 000	62	400 000	mit Wasserversorgung von Gevelsberg
0,34	23	2,05	27,5	1 360 000	66	1 900 000	mit Wasserversorgung und Wasserleitung.
0,45	25	1,65	23,7	600 000	36	700 000	mit Weganlagen und Wärterhaus.
0,24	24	9,5	30,4	2 600 000	27	2 600 000	—
0,28	28	10,0	34,9	2 600 000	26	4 800 000	mit Wasser- und Elektrizitätswerk.
0,36	24	2,0	27,7	780 000	39	780 000	—
0,29	26	3,0	31,4	1 100 000	38,3	1 100 000	—
0,20	24	1,0	23,2	630 000	63	630 000	—
0,25	15	45,5	52,5	4 000 000	9	8 500 000	mit Stollenanlage, Elektrizitätswerk und Verteilnetze.
	Summa rd.	88,667		22 029 000	24,8 Durchschn.		

d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 675.

Man muss dann zunächst eine Annahme für die Höhe der Staumauer machen, und daraus den Stauinhalt berechnen. Aus der Kurve der täglichen Zuflussmengen (S. 140 u. 714 sowie Abb. 207) für das trockenste Jahr wählt man den Tag, von welchem ausgehend man das Becken als voll annehmen darf. Alsdann wird man unter Annahme eines gewissen Betriebprogramms für den täglichen Bedarf an Kraft in PS_e-Stunden folgende Tabelle aufstellen:

1	2	3	4	5	6	7	8
Datum	Inhalt des Staubeckens	Höhe des Stauspiegels	Nutzbares Druckgefälle H. in m	Zufluss in 1000 cbm	Bedarf Q in 1000 cbm	Überschuss zwischen 5 und 6 in 1000 cbm	Entnahme aus dem Becken in 1000 cbm

Wenn bei gefülltem Becken der Zufluss grösser ist als die Entnahme, so muss der Überschuss durch die Überläufe abfliessen und der Beckeninhalt bleibt derselbe. In die Spalte Nr. 7 würde also in solchen Fällen 0 zu setzen sein. Um die Höhe des Wasserspiegels bei den verschiedenen Füllungen ermitteln zu können, trägt man den Beckeninhalt bei den verschiedenen Füllungen nach den Ermittelungen S. 713 Abb. 206 graphisch nach Abb. 209 auf und kann dann, aus dem Inhalt (Spalte 2 der Tabelle) durch Abgreifen mit dem Zirkel die Spiegelhöhe (Spalte 3) und damit das Druckgefälle H (Spalte 4) feststellen und den Wasserbedarf (Spalte 6) daraus berechnen, wenn man den Bedarf an PS_e-St. pro Tag K kennt. $Q = \frac{K}{H} \cdot 0{,}360$. Man kann auch noch graphisch und zwar am besten gleich in der Kurve der täglichen Zuflussmengen die täglichen Höhen des Stauspiegels und den täglichen Wechsel des Druckgefälles darstellen[64]). Je nach Lage des vorliegenden Falles muss man verschiedene Mauerhöhen mit den entsprechenden Stauinhalten auf diese Weise zur Darstellung bringen, die Anlagekosten überschläglich veranschlagen und für die einzelnen Lösungen überschlägliche Rentabilitätsberechnungen aufstellen, um die wirtschaftlich beste Lösung aufzufinden.

Abb. 209. Zeichnerische Darstellung des Beckeninhalts.

Ein sehr schwieriges Kapitel ist **die Verteilung der Kosten** auf die einzelnen Interessenten, wenn es sich nicht um die Kraftlieferung aus einem einzigen Krafthause handelt, sondern wenn das Wasser an viele Triebwerksbesitzer verteilt werden soll und etwa gleichzeitig noch andere Zwecke (Wasserversorgung, Bewässerung, Hochwasserschutz etc.) mit der Talsperre verbunden sind. In dieser Beziehung, da allgemein gültige Angaben kaum gemacht werden können, mag auf die in der Fussnote[65]) gemachten Literaturangaben verwiesen werden.

g) Die Ausführung von Sperrmauern. Wie bereits auf S. 703 gesagt wurde, muss das Steinmaterial in der Nähe zu gewinnen sein. Im allgemeinen sind die Steine

[64]) Eine solche Darstellung findet sich bei O. Intze: Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau der Talsperren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 680.

[65]) Vorträge und Veröffentlichungen von O. Intze, gedruckt bei La Ruelle in Aachen. — P. Ziegler, Der Talsperrenbau S. 36 u. f. und 130 u. f. — Fecht, Anlage von Stauweihern in den Vogesen. Zeitschr. f. Bauw. 1889. S. 234 und 1893 S. 606 u. f.

an der Schattenseite der Hänge zu suchen, weil die Verwitterung dort erfahrungsgemäss die am wenigsten tiefgreifende zu sein pflegt. Es versprechen auch steilere Hänge im allgemeinen einen widerstandsfähigeren Felsen mit einer verhältnismässig geringeren Verwitterungsdecke als flache. Über die Tragfähigkeit des Steines muss man sich durch Proben Sicherheit verschaffen, wozu man in Deutschland meistens den Weg wählen wird, eine grössere Anzahl Würfel von geeigneten Abmessungen der Königlich technischen Versuchsanstalt in Charlottenburg zu überweisen[66]).

Ist das Material eines Steinbruches als verwendbar festgestellt, so muss man über die Art der Gewinnung Entscheidung treffen. Je nach der Beschaffenheit des Gebirges bricht man kleinere Steinmassen mit Hilfe von Bohrlochschüssen, Keilen oder dergl. ab oder löst durch Sprengstollen und -Kammern ganze Felswände los, wie z. B. beim Staudamm am East Kanyon Creek (Kalifornien) (Seite 709). Die erstere Methode eignet sich besonders für Steine von weicherer und ungleichmässiger Beschaffenheit, die zweite mehr für kompaktere Felsarten. Die gebrochenen Steine können selten ohne weiteres vermauert werden, denn allzugrosse Blöcke sind, sowohl wegen der Transportschwierigkeiten als auch wegen des Mauerverbandes, nicht ohne weiteres verwendbar. Die Regel bildet, dass man die Bruchsteine nicht grösser wählt, als dass sie noch von ein bis zwei Mann bequem gehandhabt werden können. Zum Transport auf der Mauer selbst dienen dann schiefe Ebenen, untergelegte Walzen, Hebel, Brecheisen, Tragbahren, Karren, kleine Schmalspurbahnen und eventuell ein einfacher Dreibock mit Flaschenzug und Winde. An die äusseren Flächen wird das beste und festeste Material verlegt, weil es der Witterung am stärksten ausgesetzt ist, während in der Mitte auch weniger lagerhaftes und Material von minderer Festigkeit Verwendung finden kann. Die luftseitige Fläche wird in der Regel mit Hausteinen verblendet und des Aussehens wegen mit geeigneten Architekturformen versehen, da mit Recht die Forderung gestellt werden kann, dass ein Bauwerk von solcher Wichtigkeit wie eine Talsperre auch eine gefällige und möglichst monumentale Aussenseite zeigt.

Es ist natürlich, dass ein Stein von möglichst hohem spezifischen Gewicht besonders erwünscht ist, um mit möglichst kleinen Mauerabmessungen auskommen zu können.

Kalk- und Sandstein wiegen pro cbm etwa 2100 bis 2200 kg, Granite und Syenite 2400 bis 2600 kg.

Aus dem Gesagten folgt bereits, dass eine Sortierung der Steine am Steinbruch erfolgen muss, und es ist deshalb an demselben ein grösserer Platz zu schaffen, damit diese Sortierung und die teilweise Bearbeitung der Steine möglich ist. Ausserdem ist es unbedingt erforderlich, dass die Steine vor dem Transport zur Verwendungsstelle mit Wasser und Stahlbürsten auf das sorgfältigste von allen Verunreinigungen befreit werden. Man pflastert deshalb den Lagerplatz für die Steine sorgfältig ab und legt an dem

---

[66]) Nach P. Ziegler, Der Talsperrenbau 1900, wurden in den Jahren 1892 u. 93 für die Wuppertalsperren zahlreiche Prüfungen von Proben des Lenneschiefers aus dem Gebiete, welches für Anlegung von Steinbrüchen in Frage kam, in der königl. technischen Versuchsanstalt zu Charlottenburg ausgeführt. Es waren für eine Probe, um die Druckfestigkeit — und zwar im lufttrocknen und im wassernassen Zustande, ferner nach 25maligem Gefrieren — gleichlaufend und senkrecht zur Schichtung etc. festzustellen, ferner um die Wasseraufnahme, die Abnutzbarkeit, das spezifische Gewicht und das Raumgewicht ermitteln zu können, 40 Würfel von 4 cm Seite und mit je zwei genau gleichlaufend und eben geschliffenen Flächen und zwei Würfel von 7,1 cm Seite erforderlich. Die Abnutzung wurde mittelst einer Bauschingerschen Schleifmaschine und Naxosschmirgels festgestellt. Die Kosten einer Probe betrugen rd. 270 Mk.

Transportgeleis Wasserleitungen an, mit Hilfe deren jeder Stein oder jede Wagenladung Steine sorgfältig mit Wasser abgespritzt und gereinigt werden kann.

Ein geübter Maurer leistet bei Verwendung von Bruchsteinmauerwerk etwa 5 cbm in zehn Arbeitsstunden, im Mittel kann man als Tagesleistung eines Maurers etwa 3 cbm annehmen. Der Preis pro cbm Bruchsteinmauerwerk einschliesslich der Gewinnung der Steine, Transport, Mörtelmaterial, Ausfugen, bezw. Verputzen der Ansichtsflächen hat bei der Remscheider Talsperre Mk. 12,50, für die Bever und Lingeser Sperre 15,— Mk., bei der Marklissatalsperre Mk. 16.—, für den Altenweiher Mk. 18.—, bei der Staumauer des Kubelwerks (S. 419) 32 Frs. = rd. Mk. 26.— betragen.

Sollen grössere Blöcke als solche, welche von ein bis zwei Mann noch gehandhabt werden können, zur Verwendung kommen, so muss man die Mauer mit Krangerüsten einrüsten (Taf. LII, Fig. 8, die Einrüstung der Alfeldmauer und Abb. 70, S. 412, die Einrüstung der Staumauer des Kubelwerkes), was recht kostspielig ist. Man kann auch nach amerikanischem Muster auf der Mauer selbst verschiebbare sogenannte Derrickkräne aufstellen, welche mit Dampf- oder elektrischen Winden und Flaschenzügen bedient werden und Ausladungen bis zu 18,0 m haben können[67].

Der Transport des Materials vom Steinbruch zur Baustelle erfolgt meistens auf Gleisen mit Lokomotiv- oder Pferdebetrieb wie bei der Marklissatalsperre (S. 598) oder mittelst Seilbahnen wie bei der Sperrmauer Avignonnet (S. 499). Auf die Mauer selbst wird das Steinmaterial herabgelassen, wenn der Steinbruch in entsprechender Höhe liegt, entweder mittelst Bremsberg wie bei Marklissa oder von Gerüsten aus durch Kräne und Winden wie bei der Staumauer des Kubelwerkes. Wenn der Steinbruch nicht hoch genug liegt, werden die Steine auf Gleisen an den Fuss der Sperre herangefahren und dann mittelst Aufzügen auf die jeweilige Arbeitsstelle befördert (Kap. II, 34, Die Urfttalsperre, S. 588 und Tafel XLIX, Fig. 5).

Der Bau einer Talsperre muss damit beginnen, das Wasser von der Baustelle abzuleiten. Zu diesem Zweck muss man zunächst ein neues Bett schaffen und durch einen zeitweiligen Staudamm den Fluss in ein neues Bett überleiten. Bei der Urfttalsperre wurde der Bach durch einen Entlastungsstollen abgeleitet und die Urft durch ein Betonwehr vorläufig abgesperrt (Taf. XLVIII, Fig. 6). In ähnlicher Weise wurde bei der Queistalsperre Marklissa das Wasser durch zwei Umgehungsstollen und durch ein Betonwehr abgeleitet (Taf. L, Fig. 1). Bei der Ausführung der Sperrmauer Avignonnet wurde der Umlaufstollen später vollkommen geschlossen, während bei den vorgenannten beiden Anlagen die Umlaufstollen auch für die Entlastung und Entleerung der Talsperre mit benutzt worden sind.

Die vor dem Umlaufstollen angelegten Hilfsstauwerke haben ausserdem noch während des Betriebes die sehr erwünschte und wichtige Wirkung, dass sie der Ablagerung von Geschiebe eine Grenze ziehen und so die Entnahmestellen, sofern sie an der Sperrmauer selbst liegen, frei halten. Da auch die Sinkstoffe zum beträchtlichen Teil mit Rücksicht auf die grosse Verringerung der Wassergeschwindigkeit in dem vergrösserten wasserberührten Querschnitt schon vor dem Hilfsstauwerk zur Ablagerung gelangen dürften, so ist eine erhebliche Aufhöhung der Sohle zwischen diesem Bauwerk und der Hauptsperrmauer kaum zu erwarten.

---

[67]) Solche Kräne wurden u. a. beim Bau der Titicus Talsperre (S. 737) verwendet. Zentralblatt d. Bauverw. 1885 S. 353 u. 1886 S. 485 u. 1898 S. 249, sowie Ziegler, Talsperrenbau 1900. Teil II. S. 52.

Die Bildung einer mässigen Ablagerungsschicht von Sinkstoffen vor der Sperrmauer und an den Hängen ist übrigens direkt erwünscht, um die Dichtigkeit der Talsohle zu erhöhen.

Bei der Remscheider und Bever Talsperre wurde das Wasser in hölzernen Kanalbrücken über die Baustelle hinweggeleitet. Bei der Beversperre diente die hölzerne Kanalbrücke zugleich als Steg und lag derart, dass sie den späteren Entnahmestollen umhüllte, also eine Verlegung des Bachlaufes vermieden werden konnte (Abb. 210).

Beim Bau des New Crotondammes wurde der Fluss durch Dämme in einen seitlichen Kanal abgeleitet, welcher an dem felsigen Abhange eingesprengt wurde und die Baugrube wie eine Halbinsel umschloss (Abb. 219, S. 736).

Abb. 210. Überführung des Bachwassers über die Baugrube der Bever-Talsperre.



Der Querschnitt des oder der Ableitungsgerinne muss so berechnet werden, dass auch das Hochwasser noch abgeführt wird. Man hatte in dieser Beziehung z. B. bei der Anlage Avignonnet gefehlt, indem man den Stollen zu klein machte, und infolgedessen ist die Baugrube dreimal während der Bauzeit überschwemmt und grosser Schaden verursacht worden. Man hat schliesslich als Notbehelf in der Mauer selbst grössere, später durch Betonpfropfen geschlossene Öffnungen gelassen (Abb. 105, S. 500), um dem Hochwasser gegebenen Falles Durchfluss zu gestatten.

Im Hinblick auf ganz ausserordentliche Hochwässer ist es jedenfalls während des Baues immer zweckmässig, in der Mauer, wenigstens während der Jahreszeit, wo Hochfluten vorkommen können, eine Mauerlücke in Gestalt eines Überfalles zu lassen und abwärts durch gehörige Befestigung der Sohle ein Sturzbett zu schaffen, damit in aussergewöhnlichen Fällen das Wasser durch die Lücke stürzen kann, ohne den übrigen Teil der Mauer zu beschädigen.

Beim Abstecken der Baugrube für die Sperrmauer wird es sich stets empfehlen, die Abmessungen recht reichlich zu wählen, weil trotz der Schürflöcher und der sonstigen Baugrunduntersuchungen man nicht sicher sein kann, ob man nicht stellenweise die Fundamentsohle tiefer und deshalb auch breiter machen muss als projektiert war (vergl. S. 723 Ausführung der Mouchesperre und S. 735 Ausführung der Vyrnwy-Sperre). Es ist ferner von grösster Wichtigkeit, dass die Fundamentsohle absolut sauber und rein hergerichtet werden kann, und das ist nur möglich, wenn die Baugrube breit genug ist, sodass sie durch herabfallendes Erdreich von den Böschungen nicht immer aufs neue verunreinigt wird.

Alle Spalten und Risse sind genau zu untersuchen und zu reinigen. Der Felsen selbst ist mit Wasser und eisernen Bürsten von allen Verunreinigungen zu säubern, bevor mit der Herstellung der Betonsohle begonnen werden kann (Abb. 69, S. 411). Es ist

auch dafür zu sorgen, dass behufs Entwässerung der Baugrube der genügende Platz zur Anlegung von Gräben oder Gerinnen vorhanden ist.

Intze liess in der Regel auf der sorgfältig gereinigten und gedichteten Felssohle, nachdem alle glatten Felsflächen künstlich aufgerauht waren, eine Betonsohle mit sägeförmiger Oberfläche herstellen (Taf. XLIX, Fig. 1, Taf. L, Fig. 5 und Taf. LII, Fig. 7, 13 und 14).

Eine solche Anordnung wurde u. a. für die Bevertalsperre gewählt, wobei das Mischungsverhältnis für einen cbm Beton war:

135	Liter	Zement,
65	„	Kalk,
100	„	Trass,
500	„	Sand,
900	„	Steinschlag,
zusammen 1700	Liter	Rohmaterial.

Grössere Felszacken sollten in der Sohle nicht stehen bleiben, weil sie wie Keile wirken können und zu Rissen Veranlassung geben, wenn das Mauerwerk sich setzt.

Man wird bei Herstellung der Sohle Sprengungen mit Pulver oder gar mit Dynamit möglichst nicht zulassen, um die Lockerung des Gefüges in dem anstehenden Gebirge gerade an der Sohle nach Möglichkeit zu vermeiden. Wenn Zweifel über die Wasserdichtigkeit der Felssohle bestehen, so kann es zweckmässig sein, am wasserseitigen Fuss der Sperrmauer eine Herdmauer in den Felsen einzuarbeiten, welche sich dann aber auch an den Hängen hinauf bis zu solcher Höhe erstrecken sollte, wo der Anschluss der Sperrmauer an den Felsen allein dem daselbst noch vorhandenen kleineren Wasserdruck gegenüber völlige Dichtigkeit erwarten lässt.

Wenn es der Kostenvergleich rechtfertigt, so unterliegt es keinem Bedenken, die ganze Mauer in Beton herzustellen. Doch wird es sich empfehlen, die Aussenflächen, welche den Angriffen der Witterung dauernd ausgesetzt sind, mit wetterbeständigem Material zu verblenden. In dieser Beziehung sei auf die Sperrmauer der Anlage Avignonnet S. 498 u. Taf. XXXVII Fig. 4 verwiesen[68]).

[68]) Bei der Staumauer Avignonnet wurde für die Fundierung eine Mischung von

300 kg = 0,215 cbm Zement,
0,4 cbm Sand und
0,8 cbm Kies

gewählt und für den oberen Teil der Sperrmauer der Zementzusatz auf 200 kg = 0,148 cbm eingeschränkt.

Bei der Beton-Talsperre Geelong in Australien wurde folgendes Mischungsverhältnis verwendet:

4½ Teile zweizöllige Sandsteine,
1½ „ durchgesiebte Splitter,
1½ „ Sand,
1 Teil Zement.

Bei dem Periar-Damm in Madras Indien:

25 Teile hydraulischer Kalk,
30 „ Sand,
100 „ Steinschlag.

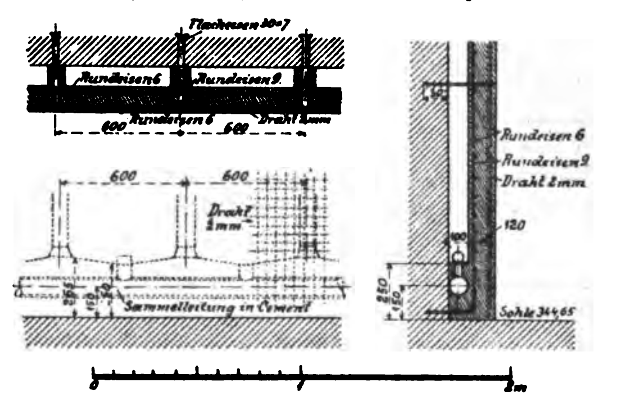
Für die Kristall-Springs-Sperre in Nord-Amerika:

1 Teil Zement,
2 Teile Sand,
6 „ Steinschlag (vergl. P. Ziegler, Teil I, S. 88).

Die vom Ingenieur A. Dumas im Drac bei Ponsonnas projektierte Staumauer (S. 506) von 54,0 m grösster Höhe zwischen Fundamentsohle und Krone und 45,1 m Sohlenbreite in einer Tiefe von 50,0 m unter Mauerkrone soll gleichfalls in Zementbeton ausgeführt werden. Die Kronenlänge soll 85,0 m, der Krümmungsradius 180,0 m betragen. Die Kantenpressungen sollen 10 kg/qcm nicht überschreiten (vergl. Compte rendu des travaux du Congrès de la Houille Blanche. Grenoble 1902. II. Vol. S. 471).

Um eine **dichte** Sperrmauer zu erzielen, hat es sich bei Mauern in Bruchsteinmauerwerk als sehr zweckmässig herausgestellt, die wasserseitige Fläche mit einem Zementputz zu versehen und diesen dann nach dem Abbinden mit einem Anstrich von heissem Asphaltteer oder Siderosthen zu versehen. Weiter aber ist es sehr zu empfehlen, die eigentlich tragende Sperrmauer wasserseitig mit einer Schutzmauer zu bekleiden, welche durch eine Luftschicht von der tragenden Mauer getrennt ist. Wenn die gekrümmte Mauer der Erwärmung durch die Sonne oder starkem Frost auch an der Wasserseite ausgesetzt wird, treten hier die grössten Längenveränderungen ein, und es können sich daher an der konvexen Wasserseite Risse am leichtesten bilden. Durch die Schutzmauer wird der tragende Teil auf der Wasserseite den Einwirkungen der Aussentemperatur bei Senkung des Stauspiegels entzogen, und es ist wahrscheinlicher, dass grosse Verschiebungen infolge von Temperaturdifferenzen nicht mehr eintreten. Intze hat an seinen letzten Sperren deshalb diese Massregel überall getroffen, während er bei den früheren Sperrmauern die wasserseitige Verblendung in dem tragenden Mauerkörper durch Verzahnung fest einbinden liess. Bezüglich der Ausführungsart ist die Anordnung, wie sie bei der Sperrmauer Marklissa angewendet wurde (Taf. L, Fig. 5 und S. 599), am meisten zu empfehlen, weil sich hier die Schutzmauer unabhängig von der tragenden Sperrmauer bewegen kann. Bei der Mauer in der Mouche (Abb. 211 und Abb. 215, S. 733) ist eine Schutzmauer wasserseitig stellenweise nachträglich vorgelegt, weil die Mauer starke Bewegungen und Undichtigkeiten zeigte. Diese Art des Schutzes hat Maurice Lévy in seiner Mitteilung an die Akademie der Wissenschaften in Paris vom 5. August 1895 vorgeschlagen und der Service des Ponts et Chaussées hat danach die in Abb. 211 dargestellte Schutzmauer entworfen[69]).

Abb. 211. Schutzwand an der Sperrmauer der Mouche (Frankreich) nach Maurice Lévy.



Die sehr wichtige Arbeit der Abdichtung der Mauer nach der Wasserseite wird in folgender Weise ausgeführt: Nachdem die Mauer über Terrainhöhe emporgeführt ist, wird sie mit einem Putz aus einer Mischung von 1 Teil Sand, 2 Teilen Zement und 1/4 Kalk bekleidet und zwar in einer Stärke von 10 bis 15 cm. Auch die gut abzugleichende und sauber zu reinigende Felssohle vor der Mauersohle ist in einer Breite von 0,50 m mit diesem Putz zu versehen. Der Putz ist glatt zu reiben. Nachdem der Putz abgebunden und trocken geworden ist, wird auf demselben ein heisser Anstrich aus 1 Teil Gudrun und 2 Teilen Holzteer oder aus sogenanntem Siderosthen aufgebracht. Auch der Putz auf der Felsoberfläche der Gründungssohle ist mit diesem Anstrich und zwar am besten mehrfach übereinander zu versehen. Ferner ist sehr zu empfehlen, den Schlitz zwischen dem aufgehenden Mauerwerk und **dem festen Felsen** der Baugrube mit Beton sorgfältig auszustampfen und die Oberfläche dieses Stampfbetons gleichfalls mit einem heissen Asphaltanstrich zu versehen. Der Rest der Grube bis Oberkante Terrain ist dann zweckmässig in Schichten von 15 bis 20 cm Stärke mit Tonschlag

[69]) A. Dumas, Construction des barrages-réservoirs. Compte rendu des travaux du Congrès de la Houille Blanche. I. Volume. S. 261.

sorgfältig auszustampfen. Der Verputz auf dem oberen Teile der Mauer und die erwähnte Schutzmauer, welche dazu dienen soll, die tragende Sperrmauer wasserseitig den Einwirkungen der Temperaturunterschiede bei geleertem Becken zu entziehen, was von besonderer Wichtigkeit ist, wenn die Entleerung des Beckens in den Sommermonaten zu erwarten ist und wenn die Wasserseite nach Osten, Süden oder Westen liegt, sind erst auszuführen, nachdem die ganze Staumauer fertiggestellt ist und sich gesetzt hat. Es wird zwar das Setzen der Mauer unter Umständen erst nach Jahren ganz beendet sein, aber die grösste Zusammendrückung der Fugen erfolgt doch schon, wenn die Mauer völlig fertiggestellt ist. Da ohnedies nach Fertigstellung der Mauer für die Schliessung der Umlaufstollen, das Einbringen der Schieber und Schützen, Herstellung der Wege etc. Aufräumung der Baustelle immerhin noch einige Monate vergehen, ehe an eine Füllung gedacht werden kann, so findet sich für die gedachte Arbeit die passende Zeit, ohne dass die Betriebseröffnung dadurch verzögert wird. Zuerst wird also die Sperrmauer bis zur Krone fertig gestellt, wasserseitig von Terrainhöhe bis zum höchsten Wasserspiegel mit einem Putzbezug, wie oben beschrieben, versehen, und nachdem derselbe abgebunden und getrocknet ist, stückweise von unten nach oben der Siderosthenanstrich angebracht und möglichst sofort hinterher die Schutzmauer aufgeführt. Der Siderosthenanstrich darf nicht lange der Sonne ausgesetzt sein, weil er sonst abfliesst und an Wirksamkeit einbüsst. Das Einbinden von später anzubringenden Verblendungen an der Wasserseite, wie sie bei der Fuelbekesperre und bei der Beversperre ausgeführt sind, empfiehlt sich nicht, weil wegen des ungleichmässigen Setzens der Mauer und der Verblendung stets Risse und Brüche in der Verblendung entstehen.

Teils um die Dichtung an den tieferen Stellen der Sperre und namentlich an der Sohle zu erhöhen, teils um den Wasserdruck bei geleertem Becken wenigstens zum Teil zu ersetzen und dadurch ein geringeres „Arbeiten“ der Mauer herbeizuführen, werden oft wasserseitig Anschüttungen aus möglichst wasserdichten Bodenarten gemacht (vergl. die Urft-Talsperre, Tafel XLIX, Fig. 1, die Marklissa-Talsperre, Tafel L, Fig. 5 und die Ennepe-Talsperre, Tafel LII, Fig. 11—13, sowie Tafel LII, Fig. 7). Der Wert solcher Anschüttungen wird verschieden beurteilt, besonders im Hinblick darauf, dass es immerhin unsicher bleibt, welcher Teil des Erddruckes bei leerem Becken zur Wirkung kommt, während bei gefülltem Becken zweifellos die Drucklinie nach aussen gedrängt wird. Auf die Dichtigkeit sollte man allerdings bei sorgfältiger Ausführung und gutem felsigen Baugrund auch ohne Erdanschüttung rechnen können. Immerhin wird durch die Anschüttung bei sehr sorgfältiger Ausführung derselben die Wahrscheinlichkeit, eine völlig dichte Mauer und besonders eine völlig dichte Sohlenfuge und ebensolche Anschlussfugen an den Hängen zu erzielen, erhöht. Wenn geeignetes Material an Ort und Stelle gewonnen werden kann, so lassen sich die aus der Anschüttung entstehenden Mehrkosten wohl rechtfertigen.

Aus dem Verlauf der bei der grapho-statischen Untersuchung der Mauern bei voller Wasserbelastung und bei leerem Becken ermittelten Drucklinien ergibt sich, dass es im Interesse der Druckverteilung zweckmässig ist, die Lagerfugen nicht alle wagerecht, sondern möglichst lotrecht zu diesen Drucklinien zu legen. Es würde allerdings für die Ausführung zu schwierig sein, wollte man hier peinlich auf die lotrechte Stellung aller Lagerfugen zu den Drucklinien bestehen. Immerhin empfiehlt es sich, die Fugen der lotrechten Lage nach Möglichkeit anzupassen. Harlacher hat vorgeschlagen, für die Fugen eine mittlere Neigung gegen die beiden Drucklinien bei vollem Becken und leerem Becken zu wählen und kommt dazu, für die unteren Teile der Sperre eine Neigung der Fugen von der Wasserseite ansteigend nach der Luftseite von un-

gefähr 15° gegen die Wagerechte vorzuschlagen. Eine derartige Ausführung ist beim Tytam-Dam, in der Nähe von Hongkong, zur Anwendung gekommen[70]). Intze hat einen mehr bogenförmigen Verlauf der Lagerfugen bei der Bevertalsperre und den späteren Sperren vorgeschrieben und durchgeführt. Die Ausführung solcher gekrümmten Fugen hat allerdings gewisse Schwierigkeiten und Nachteile im Gefolge. Wenn man von der Wasserseite beginnend, wo die Fugen annähernd horizontal sein können, das Mauerwerk aufführt — wollte man an der Luftseite beginnen, so könnten bei nassem Wetter die frisch versetzten Steine ins Rutschen kommen —, entsteht der Nachteil, dass sich zwischen den wasserseitig versetzten Steinen und der gekrümmten und geneigten Fläche der alten Schicht ein Wassersack bildet. Dieser ist schlecht zu reinigen und zu entwässern und es sammelt sich in ihm der unvermeidliche Schmutz, welcher sich beim Transport der Steine und beim Behauen derselben auf der Mauer bildet, an. Man kann den Übelstand durch Öffnungen nach der Wasserseite mildern, aber ganz beseitigen lässt sich diese Schwierigkeit nicht. Es sind deshalb Zweifel entstanden, ob die Nachteile der gekrümmten Fugen nicht grösser seien als die Vorteile, da schliesslich nach Abbinden des Mörtels das ganze Mauerwerk als eine kompakte Masse angesehen werden könne. Verfasser möchte aber doch empfehlen, der Intzeschen Ausführungsart den Vorzug zu geben.

In der Regel werden die Schichten in einzelnen Höhen von nicht mehr als 2,0 m und zwar meistens von der Mitte anfangend nach beiden Enden zu durchgeführt. Bei der Bevertal-Sperre waren die Schichten nur 1,0 bis 1,2 m hoch.

Bei Verwendung von Krangerüsten oder sogenannten Derrickkränen können natürlich unter Umständen die einzelnen Schichten in grösserer Höhe aufgebracht werden[71]).

Von sehr grosser Wichtigkeit ist die Verwendung des geeigneten Mörtels (S. 678 bis 681). Mit Rücksicht auf die Wasserdichtigkeit werden meistens entweder reiner Trassmörtel oder Mörtel in einer Mischung von Portlandzement mit hydraulischem Kalk oder mit Wasserkalk gewählt.

Für die Vogesen-Talsperren wurde von Fecht folgendes Mischungsverhältnis als sehr zweckmässig und verhältnismässig am billigsten erkannt:

	Mischungsverhältnis	
	in Raumteilen	in Gewichtsteilen
Dykerhof-Zement	1	1
Wasserkalk aus Ruprechtsau	4	2
Gewaschener Dollersand	10	10

Beim Altenweiher hat man von der Mauerkrone nach dem Fundamente zu in Abstufungen folgende Mischungsverhältnisse nach Raumteilen benutzt:

Zement	Hydraulischer Kalk	Sand
1	3	7
1	2	6
1	1½	5
1	1	3½
1	½	2½

Bei der Remscheider Talsperre ergab sich nach den Untersuchungen der Königl. Prüfungsstation in Charlottenburg-Berlin folgende Mischung als die wasserdichteste:

70) P. Ziegler, Der Talsperrenbau. II. Teil. S. 80.

71) Bei der englischen Talsperre Vyrnwy betrugen die Steine unter 2 Tonnen 46%, die Steine von 2—4 Tonnen 21%, die Steine von 4—8 Tonnen 33%. Die Schichten wurden in Höhen von 1,8 bis 2,4 m durchgeführt.

4 Raumteile Fettkalk = 4 . 1,311 = 5,244 kg
4 „ Rhein-Sand = 4 . 1,515 = 6,060 „
6 „ Plaidter Trass = 6 . 0,915 = 5,490 „

Diese Mörtelmischung gab nach einigen Monaten unter Wasser erhärtet eine Druckfestigkeit von 60 kg und eine Zugfestigkeit von 30 kg pro qcm und an der Luft erhärtet eine Druckfestigkeit von 125 kg und eine Zugfestigkeit von 20 kg/qcm. Der Bedarf an Mörtel betrug infolge der grossen Unregelmässigkeit der Bruchsteine 38 % der Mauermasse[72]).

Für die Bever-Sperre wurde folgende Mischung benutzt:

100 Liter	Fettkalk in butterweichem Zustande	≌	126 kg
150 „	Trass in pulverförmigem Zustande	≌	138 „
175 „	Rheinsand	≌	255 „
	Wasser		15 „
425			534 kg

Das Ausbeutungsverhältnis ergab sich bei einer solchen Mischung, welche gerade eine Mischtrommel füllte zu 0,66, sodass eine Füllung 280 Liter Mörtel ergab. 10 Tonnen Trass kosteten an Ort und Stelle 168 Mk., 10 Tonnen Gruitener Kalk kosteten 80 Mk. und ergaben gelöscht rd. 25 cbm.

1 cbm Sand kostete frei Bauplatz rd. 8 Mk., 333 Liter Mörtel, welche pro cbm Mauerwerk notwendig waren, kosteten 6 Mk. einschliesslich Fracht und Herstellungskosten.

Ferner wurde der Mörtel hergestellt aus einem Verhältnis von:

bei der Staumauer des Kubelwerks	bei der Urfttalsperre	bei der Queis-Talsperre Marklissa
1 Raumteil hydraulischem Kalk,	1 Raumteil Weisskalk,	125 Liter Zement,
2,5 Raumteilen grobkörnigem Sand	1,5 „ Trassmehl,	100 „ Trass,
	1,75 „ Sand.	66 „ Kalkbrei,
		510 „ Sand.

Bei der Queis-Talsperre hat der Verbrauch an Mörtel auch etwa 30—33 % des kubischen Inhaltes der Staumauer betragen, bei der Urfttalsperre im Anfang 42 %, später, als die Arbeiter geübter wurden, 33 % (S. 588).

Es hat sich gezeigt, dass an denjenigen Staumauern, wie z. B. bei der Gileppe- und an der Alfeld-Mauer, bei welchen zur Mörtelbereitung Zement und Wasserkalk ohne Trass verwendet wurden, an der Luftseite der Mauern sehr starke Sinterbildungen auftraten, während diese Erscheinung bei Sperrmauern, bei welchen eine grössere Beimischung von Trass zur Verwendung kam, nicht beobachtet wurde. Es scheint demnach, als wenn der Trass beim Abbinden die sich aus dem Zement und Kalk ausscheidenden Kalkhydrate bindet. Die Verwendung von Trass empfiehlt sich auch deshalb, weil der Trassmörtel die Abbindung verzögert und daher ein mit Trass gemischter Mörtel längere Zeit angemacht stehen kann, ohne an Wert erheblich einzubüssen. Dieser Gesichtspunkt ist beim Bau von Staumauern von besonderer Wichtigkeit, da durch Regen oder wegen der Notwendigkeit die Transportmittel umzusetzen, häufiger die Arbeit unterbrochen werden muss und der Mörtel angemacht längere Zeit stehen bleibt. Reiner Trassmörtel mit Kalk angemacht hat den Nachteil, dass er bei geneigten Fugen an den harten und glatten Steinflächen schlecht fasst und sich die Steine daher leicht loslösen. Für die

---

[72]) Karl Borchardt (Die Remscheider Stauweiheranlage, 1897) gibt an, dass gezahlt wurden:
für 200 Ztr. Weisskalk ab Ringofen 108 Mk., Fracht 16 Mk.;
„ 200 „ Plaidter blauer Trass feinster Mahlung (Vorschrift, dass durch ein Metallsieb von 900 Maschen pro qcm 80 % der aufgeschütteten Masse hindurchfallen müssten) in Säcken zu liefern frei Remscheid 162 Mk.;
„ 200 „ Schlehbuscher Sand ab Schlehbusch 6 Mk., Fracht 21 Mk.;
„ 200 „ Wasserkalk ab Beckum 107 Mk., Fracht 38 Mk.;
„ 200 „ Rheinsand ab Düsseldorf 18 Mk., Fracht 25,20 Mk.;
1 cbm Mauerwerk in Blombacher Bruchsteinen im Mauerwerk gemessen, 1 m tief in die Mauer einzubinden von aussen hammerrecht bearbeitet in Wasser-Kalk-Trassmörtel 27 Mk.;
1 „ inneres Mauerwerk aus vorhandenen Steinen in Wasser-Kalk-Trassmörtel 8,50 Mk.

Ausführung geneigter Lagerfugen ist deshalb eine Mischung, etwa wie sie bei der Queistalsperre verwendet wurde, am meisten zu empfehlen.

Intze hat wiederholt durch Entnahme von Proben aus dem Mauerinnern den Nachweis geführt, dass sowohl Mörtel aus Mischungen mit Trass, wie bei der Beversperre, als auch Mörtel aus Zement und Trass, wie bei der Queissperre, im Mauerinnern ihre volle Festigkeit erlangen[73]).

Über die ganze Einrichtung der Baustelle, wie z. B. über die Transportwege, über die Verlegung von Wasserleitungen und die Lichtversorgung, über die Ausrüstung mit Baumaschinen, kann hier nichts Spezielles mitgeteilt werden, da das für unsere Zwecke zu weit führen würde. Es ergeben sich im übrigen auch alle Einrichtungen von selbst und bei der Beschreibung der Talsperren des Kubelwerks Seite 411, der Anlage Avignonnet S. 499, von Marklissa S. 598 und der Urft-Talsperre Seite 588 sind bereits die bei diesen speziellen Fällen verwendeten Einrichtungen ausführlich genug mitgeteilt.

h) Die Entwässerung des Mauerinnern. Auch bei grösster Vorsicht und sorgfältigster Ausführung werden sich kleinere Undichtigkeiten in dem Mauerwerk kaum ganz vermeiden lassen. Es ist auch sehr nützlich, die Abführung des beim Abbinden freiwerdenden Wassers innerhalb der Mauer nach Möglichkeit zu erleichtern. Deshalb wird bei neueren Sperrmauern im Innern der Mauer meistens ein Entwässerungsnetz angelegt. Dasselbe kann bestehen: aus senkrecht stumpf aufeinandergesetzten Drains von 5 bis 10 cm Dm., welche etwa 2,0 bis 4,0 m entfernt von der wasserseitigen Mauerfläche eingesetzt werden mit gegenseitigen Abständen von etwa 2,0 m in der Längserstreckung der Mauer. Diese lotrechten Drainröhren stossen entweder stumpf auf einen im Gefälle vorgelegten Sammelstrang oder sie werden selbst einzeln durch geneigte Drains, wie z. B. bei der Talsperre Marklissa, in Sammelkanäle geführt, welche in den Zulaufstollen entwässern. Die Sammelkanäle bei der Marklissa-Sperrmauer sind so gross angelegt, dass sie begehbar sind und dass man sich von der Beschaffenheit des Mauerwerks im Mauerinnern jederzeit überzeugen kann (Taf. L, Fig. 5 und Seite 599). Es muss natürlich mit Sorgfalt darauf geachtet werden, dass sich diese Drains während des Baues nicht verstopfen können, weil sie sonst nicht nur zwecklos sind, sondern feuchte Stellen in der Mauer direkt verursachen können.

i) Die Beobachtung der Bewegungen der Mauer. Während der Aufmauerung und nach der Fertigstellung ist das Setzen und die Bewegung in der Horizontalprojektion der Mauer zu beobachten. Um das Setzen festzustellen, werden kleine Bolzen an der Luftseite eingelassen, deren Höhenlage genau eingemessen und von Zeit zu Zeit kontrolliert wird. Jede Sperrmauer verändert aber auch ihre Gestalt im Grundriss bei der Füllung, weil sich die Fugen zusammenpressen. Ebenso treten Veränderungen ein durch die Temperaturunterschiede[74]). Die Bewegungen der Mauer in der Horizontalprojektion werden am leichtesten und am auffälligsten in der Mauerkrone festgestellt und zwar durch Visierlinien, welche über die Mauer gelegt werden. Zu diesem Zweck errichtet man an den beiden Ufern feste Mauerklötze. Einer derselben trägt das feste Drehgestell eines kleinen Fernrohres, der andere eine feste Spitze. Auf der

---

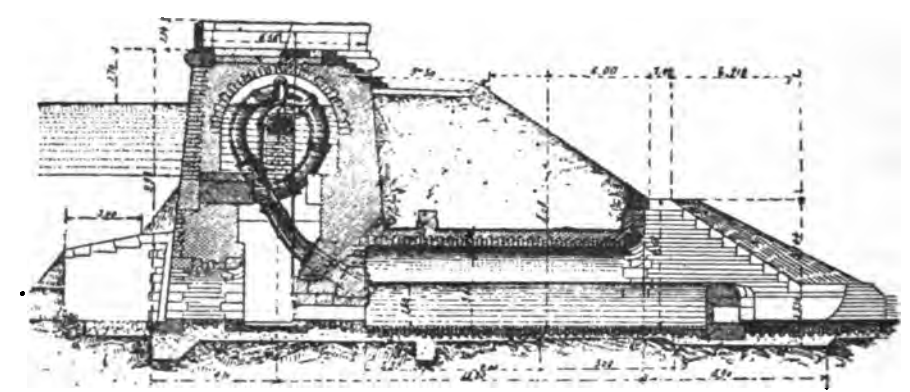
[73]) O. Intze, Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau von Talsperren. Nach einem Vortrage Intzes am 8. Februar veröffentlicht von Link. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 736 u. ff.

[74]) Bei der Remscheider Talsperre haben sich infolge von Temperaturdifferenzen Verschiebungen in der Horizontalprojektion an einzelnen Stellen von 35 mm ergeben bei einer Kronenlänge der Mauer von 125 m, einem Radius von 160 m, einer Kronenbreite von 4 m, einer Mauerstärke in der Fundamentsohle von 25 m und einer Mauerhöhe von 25 m. Das gesamte Mauerwerk der Sperre betrug 17000 cbm.

Mauerkrone selbst werden an geeigneten Stellen in der Visierlinie gleichfalls Metallspitzen festgemacht. Man kann dann aus dem Anschlag dieser Spitzen die Bewegung messen.

k) Die Überläufe und die Vorrichtungen für die Wasserentnahme. Jede Sperrmauer, sofern nicht ihre Krone selbst als Überlauf dienen soll, bedarf eines selbsttätig wirkenden Überlaufs, welcher so gross anzulegen ist, dass der Wasserspiegel im Becken niemals die beabsichtigte höchste Höhe überschreiten kann. Wegen der Einrichtung dieser Überläufe wird auf die Beispiele Kubelwerk, Abb. 72, S. 414, Urft-Talsperre, Taf. XLVIII, Fig. 7, Taf. XLIX, Fig. 6 u. S. 591, Marklissa, S. 600, und Taf. L, Fig. 6 u. 7, sowie auf die im Abschnitte m dieses § noch gegebenen Beispiele verwiesen.

Abb. 212. Heberentnahme im Damm von Mittersheim.



Die Sperrmauer der Anlage Avignonnet (Taf. XXVII, Fig. 4 und S. 498, Abb. 103) und die Ennepe-Sperrmauer (Taf. LII, Fig. 11—14) bieten Beispiele für die Überströmung der Mauerkrone selbst. Ein anderes Beispiel hierfür bietet die Fuelbecke Talsperre[75]. Auch wegen der Vorrichtungen zur Wasserentnahme kann auf die angezogenen Beispiele verwiesen werden.

Erwähnung verdienen aber noch hier die Hebervorrichtungen, wie sie bei dem Staudamm von Mittersheim, Lothringen (zur Speisung des Kohlenkanals zur Saar) und bei dem Staudamm von St. Christophe[76] zur Anwendung gekommen sind. Der Siphon (Abb. 212) liegt in einem massiven Mauerklotz und mündet sowohl wasserseitig als luftseitig unter Wasser aus. Er tritt selbsttätig in Wirksamkeit, wenn der Wasserstand eine gewisse Höhe erreicht hat, und seine Tätigkeit hört nach dem Sinken des Wasserspiegels auf ein gewisses Mass wieder auf. Bei dem Damm von Mittersheim hat das Siphonrohr einen Dm. von 0,70 m, bei dem Damm von St. Christophe sind zwei Rohre von je 1,10 m Dm. verwendet, deren wasserseitige Mündung 4,2 m unter gewöhnlichem Stauspiegel liegt, während die luftseitige 8,5 m tiefer in ein gefülltes Becken mündet. Die Füllung des letzteren ist bei dem Siphon von Mittersheim durch einen Schieber, bei dem von St. Christophe durch ein kleines Rohr nebst Hahn möglich. Der Scheitel der Siphonschleife liegt über dem höchsten Wasserspiegel, es ist aber im Scheitel eine Saugleitung angeschlossen. Sobald der Wasserspiegel eine bestimmte Höhe erreicht, wird selbstwirkend eine Wasserstrahlpumpe, welche die Luft aus dem Heber saugt, und damit der Heber selbst in Tätigkeit gesetzt. Nach dem Sinken des Wasserspiegels im Becken auf

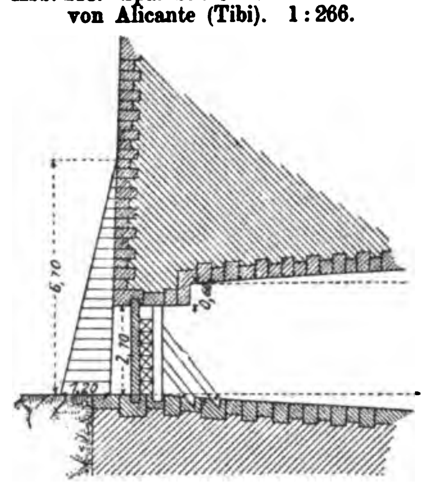
[75]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. Textblatt 4. Fig. 135 und 136. S. 942.

[76]) Ziegler, Talsperrenbau 1900. Teil I. S. 111.

eine bestimmte Höhe wird in das Siphonrohr Luft zugeführt, die Wassersäule reisst ab und die Wirkung des Siphons hört auf.

l) Die Ablagerungen innerhalb des Staubeckens und ihre Beseitigung. Bei Flüssen mit sehr starker Geschiebe- und Sinkstoffführung ist darauf Bedacht zu nehmen, dass die sich in dem Staubecken ansammelnden Geschiebe- und Sinkstoffe aus dem Staubecken ins Unterwasser herausgespült werden können. Im Laufe der Jahre kann sich sonst die Masse der Geschiebe und Sinkstoffe derartig ansammeln, dass nicht allein der Beckeninhalt beträchtlich verringert wird, sondern dass auch die Entnahmestellen versanden. Bei den alten spanischen Staumauern legte man für Spülzwecke in der Sohle der Staumauer einen grossen Kanal an, welcher sich nach der Luftseite hin erweiterte und verschloss denselben mit lotrechten und wagerechten Holzbalken (Abb. 213)[77]). Die Öffnung eines solchen sogenannten spanischen Tores konnte erst erfolgen, wenn die gemauerte Toröffnung selbst einige Meter mit Sinkstoffen und Geschieben überdeckt war, sodass die Entfernung des Gebälkes von der Luftseite aus durch Arbeiter erfolgen konnte. Um einerseits bei Öffnung des Tores einen nicht zu grossen Wasserdruck zu haben, andererseits aber noch genügend Wasser zur Erzielung einer Spülwirkung, wurde zunächst der Wasserspiegel im Becken so weit abgesenkt, dass etwa noch 3,0 bis 4,0 m Wasser über der Ablagerungsschicht standen. Diese Art der Spülvorrichtung blieb immerhin recht gefährlich für die Arbeiter, da der Durchbruch unerwartet erfolgen konnte. Bei der Alicantesperre soll allerdings die Ablagerungsmasse so zäh gewesen sein, dass sie nach Entfernung des Tores in senkrechter Wand stehen blieb und dass erst von oben mit eisernen Stangen ein Loch hineingearbeitet werden musste, bevor die Spülwirkung begann. Was die Menge der Ablagerungen betrifft, so haben sich bei den Algerischen Talsperren die nachstehenden Zahlen ergeben[78]).

Abb. 213. Spanisches Tor an der Mauer von Alicante (Tibi). 1:266.



	Beckeninhalt cbm	Niederschlagsgebiet qkm	Jährliche Ablagerung cbm	Jährl. Ablagerungen im Verhältnis zum Beckeninhalt	Jährl. Ablagerungen im Verhältnis zum Niederschlagsgebiet cbm/qkm
Sig	3 340 000	3 500	100 000	1/34	29
Tlélat	600 000	130	22 000	1/28	170
Djidiouia	2 000 000	850	250 000	1/9	294
Habra	30 000 000	8 000	250 000	1/120	31

Ähnlich grosse Ablagerungen wurden bei verschiedenen indischen Talsperren festgestellt. Im übrigen wird auf Kap. I, § 4, S. 128 u. f. verwiesen. Zur Verhinderung nachteiliger Wirkungen der Schlammablagerungen und zur Beseitigung derselben ist es das sicherste Mittel nach dem Vorbilde der Queissperre (Taf. L, Fig. 1 und 2), oberhalb der Baustelle für die Sperrmauer ein Hilfswehr anzulegen, durch welches zunächst alle an

[77]) P. Ziegler, Talsperrenbau 1900. Teil II. S. 6.

[78]) P. Ziegler, Der Talsperrenbau 1900. Teil II. S. 26.

der Talsohle rollenden Geschiebe und auch der grösste Teil der Sinkstoffe zurückgehalten werden. In der Regel wird, wie bereits S. 720 erwähnt, die Vergrösserung des benetzten Querschnittes bis zu dem Hilfswehr eine derartige sein, dass auch die Sinkstoffe sich zum grössten Teil nur noch in den unteren Wasserfäden bewegen können. Bei dem genannten Beispiele diente dieses Hilfswehr zur Ableitung des Flusswassers während des Baues und die zunächst zu diesem Zwecke angelegten Stollen dienen dann ferner zur Entleerung und auch als Spülkanäle. Wo derartige Hilfswehre mit Umlauf-Spülkanälen nicht zur Ausführung kommen sollen, vielmehr der Entleerungs- und Spülkanal in oder an der Mauer selbst angelegt werden muss, wird man zweckmässig dafür zu sorgen haben, dass die Talsohle nach der Spülöffnung zu durch Pflasterung oder eine leichte Betonschicht befestigt und möglichst glatt gemacht wird und dass diese Sohlenbefestigung eine möglichst starke Neigung nach der Spülöffnung zu erhält, damit sich bei Öffnung der Spülschützen in der Ablagerungsmasse schnell ein Trichter bildet, in welchen die umliegenden Ablagerungsmengen durch den Spülstrom hineingerissen werden. Die Entnahmestelle für das Nutzwasser ist in Fällen, wo grössere Ablagerungen zu erwarten sind, so anzuordnen, dass die Zuflussöffnung auch bei der denkbar grössten Höhe der Ablagerungen frei bleibt. Man muss also in solchen Fällen das Gebrauchswasser durch höherliegende Öffnungen dem Abflusstollen zuführen, wie es z. B. bei der Villarmauer (S. 669) geschehen ist

m) Einige weitere Beispiele ausgeführter Talsperren. 1. Eine interessante Ausführungsart einer Sperrmauer ist die Ennepetalsperre insofern, als die Krone der Mauer selbst zum Teil als Überlauf benutzt wurde (Taf. LII, Fig. 9—14). Sie dient dazu, um der Ruhr das durch die Pumpwerke entzogene Wasser zu ersetzen und sie erfüllt gleichzeitig den Zweck, sowohl das Wasser für die Wasserversorgung des Kreises Schwelm als auch die für das Wasserwerk erforderliche Kraft, sowie die Kraft für ein Elektrizitätswerk des Kreises zu liefern.

Das Niederschlagsgebiet beträgt 48 qkm, die jährliche Abflussmenge 36 000 000 cbm, der Beckeninhalt 10 000 000 cbm.

Der Kreis Schwelm würde aus eigener Kraft nicht in der Lage gewesen sein, die Summe von 4 800 000 Mk., welche für die Talsperre einschliesslich aller Nebenanlagen, wie Wasser- und Elektrizitätswerk etc. erforderlich war, aufzubringen, aber die im Ruhrtalsperrenverein vereinigten Interessenten hatten für sich bereits ein so grosses Interesse an dieser Sperre, dass der Verein einen Zuschuss von 100 000 Mk. jährlich gegen die Verpflichtung des Kreises, eine gewisse tägliche Wassermenge in den Fluss abzulassen, leisten konnte. Hierdurch können der Zinsen- und Tilgungsdienst für etwas mehr als die Hälfte des Kapitals bereits gedeckt werden[79]). Ausserdem verpflichteten sich die unterhalb der Sperre liegenden Triebwerksbesitzer als Gegenleistung für die Verbesserung ihrer Triebwasserverhältnisse zu einer Selbststeuer von jährlich 12 000 Mk., sodass schliesslich der Kreis Schwelm nur noch für die Deckung der direkten Betriebskosten und des Restes der indirekten aufzukommen hatte. Die Einnahme, welche sich der Kreis bereits 1904 für eine tägliche Abgabe von 3000 cbm Wasser gesichert hatte, betrug 80 000 Mk. und ausserdem standen ihm noch 400 PS_e während rd. 2400 Stunden jährlich zur Verfügung, welche er in Elektrizität umwandeln und verteilen konnte.

---

[79]) O. Intze, Die geschichtliche Entwickelung, die Zwecke und der Bau der Talsperren. Nach einem am 3. Februar 1904 im Berliner Bezirksverein des Vereins deutscher Ingenieure gehaltenen Vortrage, veröffentlicht vom Regierungs-Baumeister a. D. Link. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 736.

Um im Falle von Reparaturen den Wasserspiegel schnell absenken zu können, sind auf Verlangen der Aufsichtsbehörden in der Sperrmauer selbst vier Notauslässe angebracht in einer solchen Höhe, dass der Wasserdruck nach Absenkung des Wasserspiegels durch diese Notauslässe nur etwa halb so gross bleibt als bei voller Füllung und in einer solchen Grösse, dass auch beim stärksten Zufluss das ganze Wasser durch diese Notauslässe fliessen kann. Nach den Mitteilungen Intzes fliesst das Wasser ruhig über den Überlauf und an der Mauer herab und büsst in dem Sturzbett seine lebendige Kraft soweit ein, dass es aus demselben mit mässiger Geschwindigkeit zum Abfluss kommt.

Über der Anschüttung ist die Mauer wasserseitig mit einem Zementtrassputz und Siderosthenanstrich abgedichtet.

Nachdem man bei der Remscheider Talsperre[80]) die Erfahrung gemacht hatte, dass sich das Wasser — trotzdem man es aus einem sogenannten Filterturm entnahm, in welchen es nur nach Durchdringung grösserer Filterschichten von Kies- und Filtersand gelangen konnte — namentlich bei niedrigeren Wasserständen im Becken bei direkter Entnahme aus der Sperre trübte und für die direkte Verwendung ungeeignet war, hat man bei der Ennepetalsperre eine besondere Filteranlage für das aus der Talsperre durch die Leitung a (Taf. LII, Fig. 9) entnommene Wasser angelegt. Das Wasser wird nämlich durch sogenannte Sprengdüsen auf Rieselwiesen verteilt, in welche Filtergräben eingeschnitten sind. Die Filtergräben sind 1,70 m breit und oben offen. Sie haben ein dreieckiges Sohlenprofil, in dessen Spitze ein Saugdrain aus glasiertem Ton liegt. Letzteres ist mit grobem Sand, dieser wiederum mit feinem Filtersand bedeckt. Aus diesen Filtern gelangt das Wasser durch Sammeldrains aus Gusseisen mit 325 bis 425 mm Durchmesser in einen Saugbrunnen, aus welchem dann Pumpen das reine Wasser schöpfen und auf die Hochreservoirs für die verschiedenen Ortschaften drücken[81]).

2. Unter den neueren französischen Talsperren verdient die Staumauer des Furens[82]) im „Höllenloch“ (au gouffre d'Enfer) genannt zu werden, weil die Erbauer Graeff und Delocre mit dieser Talsperre zum ersten Male einen modernen Querschnittstyp geschaffen und die Berechnung auf Grund der von De Sacilly im Jahre 1853 in den Ann. des ponts et chaussées veröffentlichten „Note sur un type de profil d'égale résistance“ durchgeführt haben Die Mauer ist in den Jahren 1861—66 gebaut, um sowohl dem Flusse das Wasser zu ersetzen, welches ihm durch die Fassung der oberhalb liegenden Quellen für die Wasserversorgung der Stadt St. Etienne entzogen wird, als auch um bei mangelnder Ergiebigkeit dieser Quellen einen Zuschuss zu dieser Wasserversorgung zu liefern. Die Kronenlänge der Mauer beträgt nur 100,0 m, die Kronenbreite 3,02 m, die Sohlenbreite 42,17 m und sie hat einen Krümmungshalbmesser im Grundriss von 252,5 m (Abb. 214 und Taf. LII, Fig. 4 und 5). Sie schliesst eine tiefe Schlucht mit steilen Hängen. Bei einer Wassertiefe von 50,0 m steht aber nur ein Stauraum

---

80) Vergl. Karl Borchardt, Die Remscheider Stauweiher-Anlage 1897.

81) Wegen einer anderen sehr interessanten Lösung zur Filtration von Talsperrenwasser vergl. die Beschreibung der Talsperre und des Wasserwerks der Stadt Solingen im Sengbachtal. O. Intze, Die geschichtliche Entwickelung, die Zwecke und der Bau der Talsperren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. 732 u. ff.

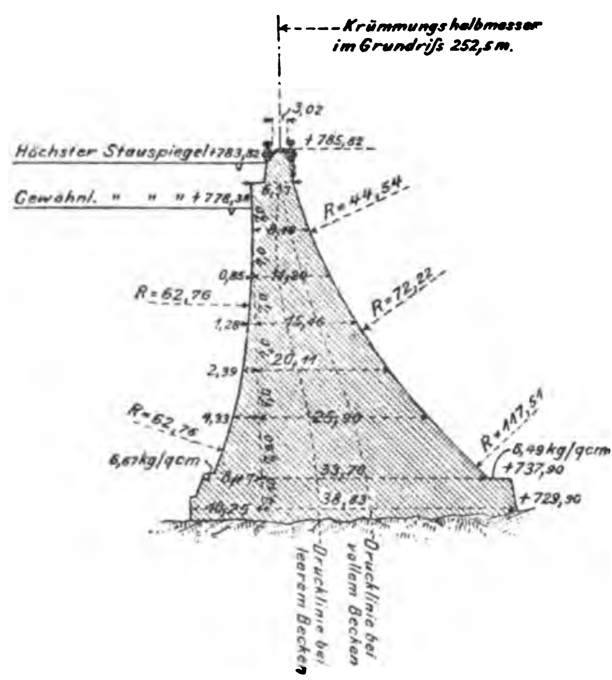
82) Zu 2 und 3. Nach P. Ziegler, Der Talsperrenbau. Teil II. S. 12 und A. Dumas, Construction des barrages-réservoirs. Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche. Grenoble 1902. I. Volume.

von 1200000 cbm zur Verfügung. Oberhalb des gewöhnlichen Stauspiegels liegt zur Aufnahme von Hochfluten noch ein Schutzraum von 5,5 m Höhe und 400000 cbm Inhalt. Das Vorflutgebiet beträgt 25 qkm, die durchschnittliche Regenhöhe 850 mm. Die jährliche Abflussmenge beträgt etwa 14000000 cbm, sodass die Abflusshöhe ca. 65 % der Regenhöhe ausmacht.

Als Mörtel wurden 375 kg hydraulischer Kalk von Theil auf 1 cbm gewaschenen, scharfen Sand verwendet. Die Baukosten haben für die Mauer selbst 721600 Mk.
für den Grunderwerb 145600 „
für den Randkanal 280000 „
für den Stollen 124800 „
zusammen 1272000 Mk. betragen.

Da die Mauer nicht überflutet werden soll, war es nötig, seitlich einen 20,0 m langen Überlauf anzuordnen, welcher sein Wasser in einen Randkanal ergiesst. Letzterer ist in den Granit des linken Hanges eingeschnitten mit einer Sohlenbreite von 5,50 m und einer Tiefe von 3,0 m. Er führt beim höchsten Stauspiegel etwa 90 cbm/sek. mit einem Gefälle von 1,2 % um das Becken und die Hauptmauer herum und ergiesst sich unterhalb mittelst einer Kaskade in das alte Bett des Furens. Aufwärts ist im Furens an der Stelle, wo der Wasserspiegel des Flusses die Höhe des höchsten Stauspiegels im Becken hat, ein Schützenwehr mit zehn Öffnungen angelegt. Fünf von diesen Öffnungen sind bestimmt, das durch heftige Niederschläge getrübte Wasser direkt in den Randkanal abzuleiten, während in solchem Falle die anderen fünf geschlossen bleiben. Bedarf aber das Becken der Auffüllung und hat das zufliessende Wasser die gewünschte Beschaffenheit, so werden die fünf Öffnungen zum Randkanal geschlossen und die anderen geöffnet.

Abb. 214. Querschnitt der Furens-Sperrmauer. Erbaut 1861/66.



3. Die Staumauer der Mouche. Die Speisung des 14 km langen Marne-Saônekanals soll durch folgende vier grosse Talsperren gesichert werden.

1. La Liez 16100000 cbm Stauinhalt bei 34 qkm Niederschlagsgebiet.
2. La Mouche 8650000 cbm Stauinhalt bei 65 qkm Niederschlagsgebiet.
3. Charmes 11620000 cbm Stauinhalt bei 51 qkm Niederschlagsgebiet.
4. Vingeanne 8340000 cbm Stauinhalt bei 86,5 qkm Niederschlagsgebiet.

Die erstgenannte Sperre wird durch einen Erddamm gebildet (Abb. 198, S. 705). Die Sperren ad 3 und 4 sind nach Kenntnis des Verfassers (Ende 1906) noch nicht ausgeführt.

Die mittlere jährliche Regenhöhe im Niederschlagsgebiet der Mouche beträgt

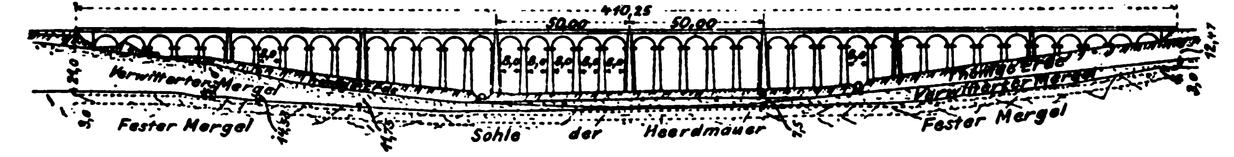
830 mm. Die nutzbare jährliche Abflussmenge wurde auf ungefähr 24000000 cbm, d. h. die Abflusshöhe etwa zu 40 % der mittleren Regenhöhe angenommen.

Die baulichen Verhältnisse lagen an der für die Sperrmauer ausgewählten Stelle insofern recht ungünstig, als das Tal sehr breit und der zur Gründung geeignete felsige Mergel in der Mitte des Tales etwa 6,5 bis 7,0 m, am linken Rande bis zu 11,5 m, am rechten Rande sogar bis 20,0 m unter der Taloberfläche lag. Um den erforderlichen Stauraum zu erzielen, bedurfte man einer Stauhöhe von 22,55 m über Talsohle und diesem Umstande, sowie dem Mangel geeigneter Dammerde in der Umgebung ist es zuzuschreiben, dass man sich zu einer Steinmauer entschloss. Abb. 215 und 216 zeigen den Querschnitt und eine Ansichtsskizze der Mauer. Die Mauer wurde aus Ersparnisrücksichten geradlinig angelegt, und sie hat eine Kronenlänge von 410,25 m. Die Baugrube wurde mit Böschungen von 1 : 1/3 ausgehoben. Man hat aber später an den tieferen Stellen namentlich am rechten Hange wegen eingetretener Rutschungen eine Auszimmerung der Baugrube vornehmen müssen. Das hochgehende Mauerwerk wurde in Schichten von 0,8 bis 1,0 m Höhe ausgeführt. Für den Mörtel wurde ein Mischungsverhältnis von 390 kg hydraulischer Kalk von Chateauvillain auf 1 cbm Sand gewählt.

Abb. 215. Querschnitt durch die Staumauer der Mouche.

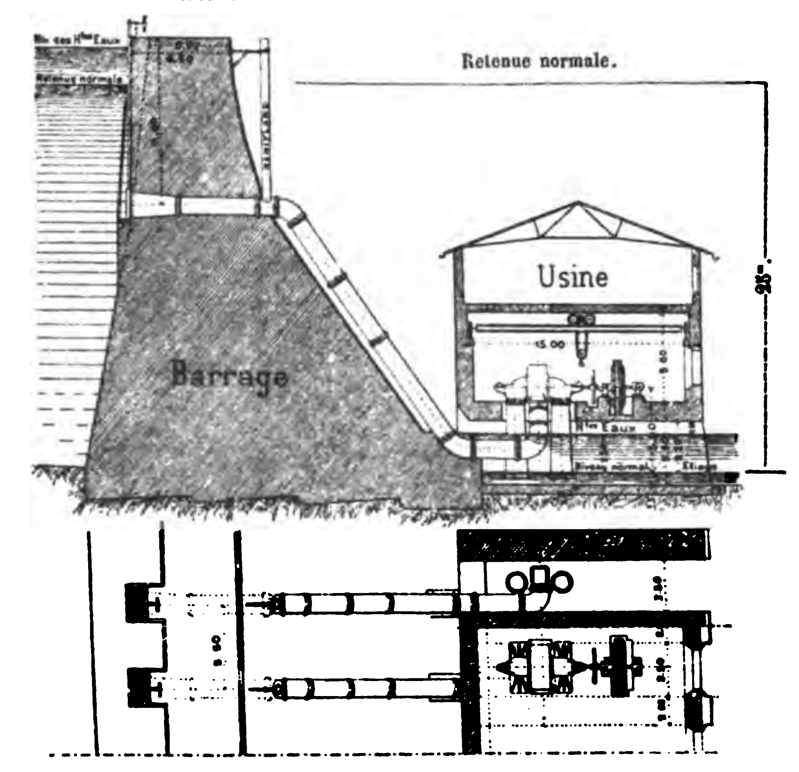
Um die Überführung eines 7,6 m breiten Weges zu ermöglichen, wurde der Mauer luftseitig ein Halbviadukt mit 40 Gewölbeöffnungen von je 8,0 m l. W. vorgelegt, welcher dem Bauwerk ein sehr interessantes und malerisches Aussehen verleiht. Die Wasserentnahme erfolgt in zwei der Mauer wasserseitig vorgelegten Türmen, welche im Grundriss ein halbes Zehneck bilden. Der Überlauf liegt am rechten Ende der Staumauer rechtwinklig zu dieser und ist 30,0 m lang. Der 8,0 m breite Überlaufkanal geht durch das Sperrmauerende hindurch und wird unterhalb kaskadenförmig in das Tal geführt. Bei der Berechnung der Staumauer wurde ein Gewicht des Mauerwerkes von 2150 kg/cbm zugrunde gelegt und das Gewicht des Halbviaduktes als gleichmässig über die Mauerlänge verteilt angenommen. Mit Rücksicht auf den Untergrund sind höhere Pressungen als 6,36 kg/qcm nicht zugelassen.

Abb. 216. Luftseitige Ansicht der Mouche-Staumauer.



Es haben sich im Winter 1890/91, wo die Temperatur bis 20° C unter 0 herabsank und der Wasserspiegel 5,20 m unter Mauerkrone gehalten wurde, Risse von 1/4 bis 2 mm in der Mitte zwischen je zwei Gruppen Pfeilern des Halbviadukts gezeigt, welche in einer Tiefe von 11,25 m unter der Krone verschwanden. Bei steigender Temperatur schlossen sich einige Risse gänzlich, andere verengten sich wesentlich. Die gradlinige Mauer verrückte sich auch im Grundriss derart, dass die Mitte sich talaufwärts und die beiden Viertelspunkte sich talabwärts verschoben und zwar mit einem grössten Ausschlag von im ganzen 25 mm. Es ist wohl sicher, dass man eine Verschiebung wie die letztgenannte verhindert hätte, wenn man der Mauer im Grundriss die Form eines Kreisbogens mit etwa 25,0 m Pfeil gegeben hätte; und die infolge der Temperaturveränderungen entstandenen Risse wären wahrscheinlich vermieden worden, wenn man den eigentlichen tragenden Mauerkörper, von vornherein mit einer Schutzwand etwa wie bei der Queistalsperre versehen hätte. Wie bereits auf S. 724 mitgeteilt, ist vorsichtshalber nachträglich eine Schutzwand aus armiertem Beton (Abb. 211) vor dem rissig gewordenen Teil der Mauer aufgeführt.

Abb. 217. Querschnitt durch die Sperrmauer im Siouleflusse bei Clairemont mit unmittelbar anschliessendem Krafthause.



4. Die neuerdings erbaute Talsperre im Siouleflusse, Departement Puy de Dôme zu Queuille bei Clairemont[83]) (Abb. 217) ist insofern bemerkenswert, als das auf 5000 PS. eingerichtete Krafthaus unmittelbar an dem luftseitigen Fusse der Sperrmauer errichtet wurde. Auf diese Weise konnten die Länge der Druckrohre auf ein Mindestmass beschränkt werden. Durch zwei Randkanäle mit Überläufen wird das Wasser, welches nicht mehr im Becken Aufnahme finden kann, abgeleitet.

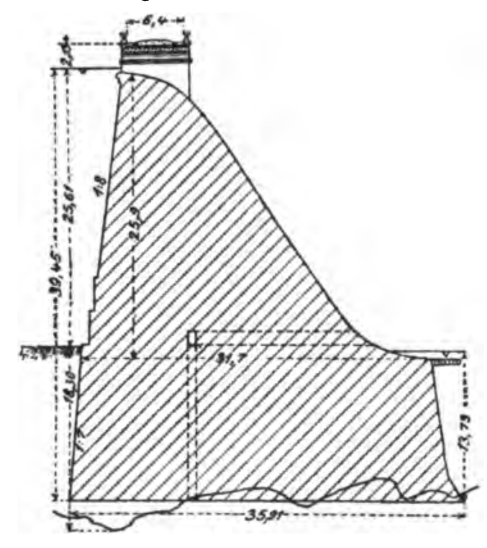
5. Von den englischen Talsperren sei hier diejenige in Vyrnwy[84]), einem Nebenfluss des Severn erwähnt, welche in den Jahren 1882—1888 für die Wasserversorgung von Liverpool erbaut wurde, als das 13 km östlich von Liverpool liegende Prescot-Sammelbecken für eine Abgabe von 100 Liter pro Kopf und Tag nicht mehr für

83) A. Dumas, Construction des barrages réservoirs Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche, Grenoble 1902. I. Vol.

84) Nach Ziegler, Der Talsperrenbau 1900. Teil II. S. 76 u. ff.

die Stadt ausreichte. Das Vorflutgebiet der Talsperre beträgt rd. 66 qkm, die Regenhöhe im Niederschlagsgebiet 1260—3010 mm. Die Meereshöhe desselben schwankt zwischen 251,5 und 625 m. Der Beckeninhalt beträgt 55000000 cbm, die Wasserspiegel-Oberfläche 4,53 qkm. Legt man die niedrigste Ziffer der Regenhöhe zugrunde, so ergäbe sich eine jährliche Regenmenge von rd. 83000000 cbm und es müssten rd. 76% davon abfliessen, um das Becken einmal füllen zu können. Es ist daher die Einbeziehung der Gebiete zweier, unterhalb der Sperre mündender Nebenflüsse durch Wehr und Stollenanlage vorgesehen. Taf. LII, Fig. 6 und Abb. 218 zeigen die Ansicht und den Querschnitt der Staumauer. Die Mauer hat eine Kronenlänge von 355,0 m, welche bei Überfüllungen des Beckens ganz als Überlauf dient.

Abb. 218. Querschnitt durch die Vyrnwy-Mauer in England. Erbaut 1882—1888.



Das in 1,6 km Entfernung von der Baustelle gewonnene Bruchsteinmaterial bestand aus dunkelgrauem Tonschiefer. Die Druckfestigkeit desselben wurde auf 900 kg/qcm festgestellt.

Der Mörtel wurde für den unteren Teil aus 2 Teilen Sand und 1 Teil Portland-Zement, für die oberen Teile aus $2^1/_2$ Teile Sand und 1 Teil Portland-Zement hergestellt. Zum Mörtelsand wurde ein Gemisch von 2 Teilen zermalmter Bruchsteinabfälle und 1 Teil Flusssand verwendet. Aus einer grossen Zahl von Versuchen hat man eine Zugfestigkeit des verwendeten, reinen Zementes nach einer Erhärtung von 7 Tagen, davon 6 unter Wasser, von 50 kg/qcm festgestellt. Der Mörtel zeigte nach 3 Wochen 313 kg/qcm Druckfestigkeit. Trotzdem man den Baugrund an der Sperrstelle sehr sorgfältig — durch 13 Schächte und 177 Bohrlöcher — untersucht hatte, ergab sich für das Fundament doch ein viel grösserer Aushub als nach den Bodenuntersuchungen angenommen worden war. Um alles lose Gestein abzuräumen, musste die Baugrube z. T. über 18 m tief gemacht werden.

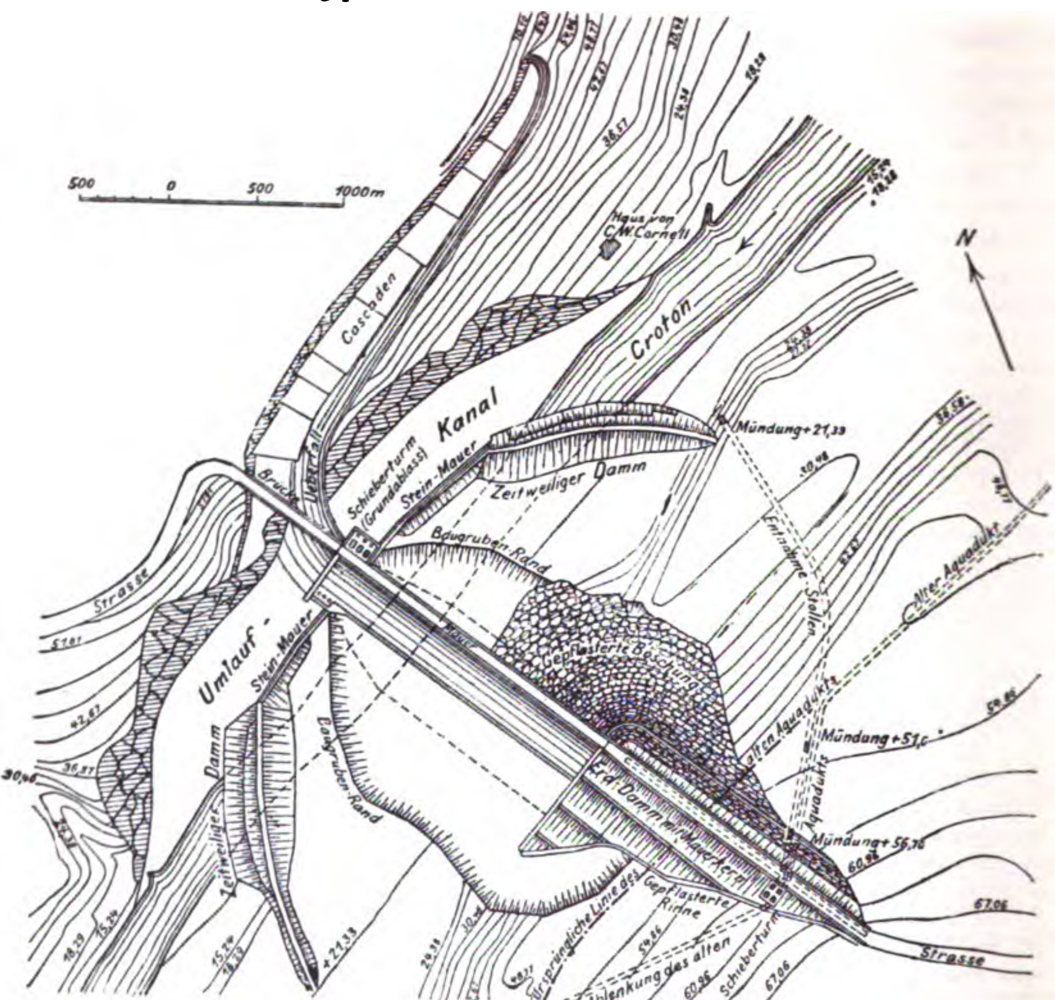
Die einzelnen Schichten der Mauer sind in Höhen von 1,8 bis 2,4 m in der Weise hergestellt, dass, nachdem die Aussenflächen mittelst lagerhaft bearbeiteter Steine gebildet waren, mittelst sieben auf der Mauer verteilter Dampfkräne die Bruchsteine auf ein 5 cm starkes Mörtelbett in möglichst gutem Verbande gelegt wurden. Zur Herstellung einer ebenen Oberfläche für die nächste Schicht wurden dann die Lücken mit Beton ausgestampft, in welchem möglichst viel kleine Steine eingedrückt wurden. Der Beton bestand aus 1 Teil Zement, $3^1/_2$ Teilen Sand und 5 Teilen Steinschlag und zeigte nach Jahresfrist eine Druckfestigkeit von 500 kg/qcm. Nach Erhärtung der so geschaffenen Oberfläche wurde abermals ein Mörtelbett von 5 cm aufgebracht und die nächste Schicht hergestellt. Mit je einem Kran konnte ein Aufseher mit einem Mann, welcher die passenden Steine aussuchte, und mit 18 Arbeitern täglich durchschnittlich 30 cbm Mauerwerk leisten.

Zur Erzielung einer möglichst vollkommenen Dichtigkeit hat man wasserseitig die Fugen 15 cm ausgekratzt und dann mit fettem Zementmörtel 1 : 1 sorgfältig ausgestrichen und ausgedrückt. Ferner ist die Mauer wasserseitig bis zur Talsohle mit einem $1^1/_2$ bis 2,0 m starken Tonschlag hinterstampft. Zur Vorsicht hat man weiter eine grosse Anzahl senkrechter quadratischer Schächte von 23—30 cm Seite von der Gründungssohle bis über die Talsohle emporgeführt und sie in einen Kanal von 0,76 m Breite und 1,20 m Höhe münden lassen, aus welchem etwa aufsteigendes Wasser in Stichkanälen nach der Luftseite abfliessen kann. Aus der Vyrnwysperre wird das Wasser in einer 100 km langen Leitung dem alten Becken zugeführt. Die Kosten der Sperrmauer sollen etwa 10 Millionen Mark betragen haben.

6. Von den **amerikanischen** Talsperren mögen hier noch diejenigen im **Crotongebiete** erwähnt werden, welche für die Wasserversorgung der Stadt **New-York** bestimmt sind[85]).

Der Croton ist ein kleiner Nebenfluss des Hudson. Schon vor mehr als 60 Jahren wurde ein Damm aus Stein und Holz mit einer Kronenlänge von 84,0 m und einer Höhe von 15,0 m im Croton erbaut, welcher ein Becken von 7500000 cbm Inhalt bei

Abb. 219. Lageplan des New Croton-Stauwerkes. Erbaut 1892—95.

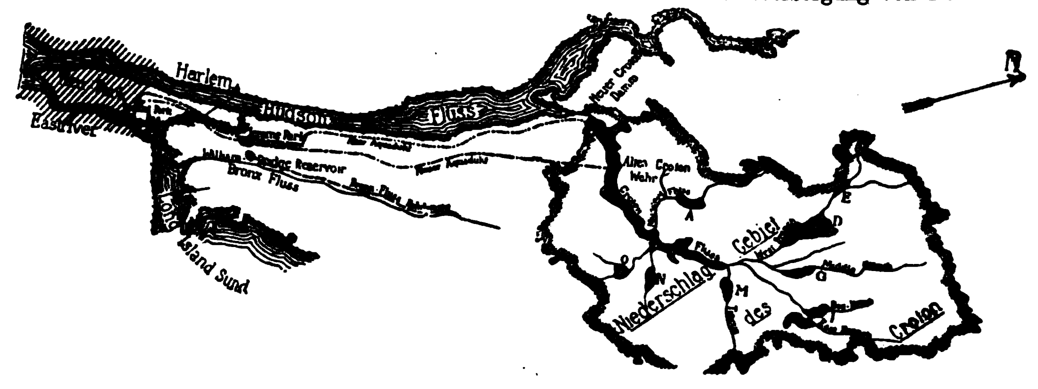


2,4 qkm Oberfläche schuf. In einem 65 km langen, überwölbten Viadukt wurde das Wasser nach New-York geführt. Als diese Anlage für den wachsenden Bedarf nicht mehr ausreichte, projektierte man eine Anzahl weiterer Becken und einen neuen grossen Aquädukt. Letzterer ist bereits im Jahre 1891 dem Betriebe übergeben worden. Aus dem Übersichtsplan erkennt man die Lage der Becken und in nachstehender Zahlentafel sind die Beckeninhalte und die Niederschlagsgebiete angegeben.

85) Vergl. Zeitschr. des Hannoverschen Arch.- und Ing.-Ver. 1899. Heft 2; P. Ziegler, Der Talsperrenbau. II. Teil. S. 46; A. Dumas, Constructions des Barrages-Réservoirs. Compte rendu des travaux du congrès de la Houille Blanche. I. Volume. S. 257.

Bezeichnung der Stau- und Verteilungsbecken	Gesamtinhalt Mill. cbm	Niederschlagsgebiet in qkm	Niederschlagsgebiet auf 1 Mill. cbm Inhalt in qkm
I. Staubecken.			
A. Amawalkbecken a. Muscootfluss	26,5	47,63	2
B. New-Crotonbecken	121,0	349,00	3
D. Carmelbecken	34,0	50,72	1,5
E. Boyds-Cornerbecken	10,3	55,72	rd. 5
G. Middlebranchbecken	22,0	53,33	rd. 2,5
J. Eastbranch- (Sodom- und Bog-Brook-)Becken	34,2	200,00	6
M. Titicusbecken	27,1	59,28	2
N. Becken N.	—	76,62	—
O. Becken O.	—	45,00	—
II. Verteilungsbecken bei New-York.			
Im Jeromepark	5,7	—	—
Im Centralpark	3,8	—	—
Zusammen	284,6	937,30	—

Abb. 220. Übersichtskarte der Staubecken im Croton-Gebiet zur Wasserversorgung von New-York.



Die jährlichen Regenhöhen haben während der Beobachtungszeit von 1870 bis 1894 zwischen 960 bis 1400 mm geschwankt, während die Abflusshöhen zwischen 37 % und 63 % der Regenhöhen lagen.

Von den Becken der Zahlentafel möge hier kurz nur das neue Croton-Stauwerk bei Cornells-site beschrieben werden.

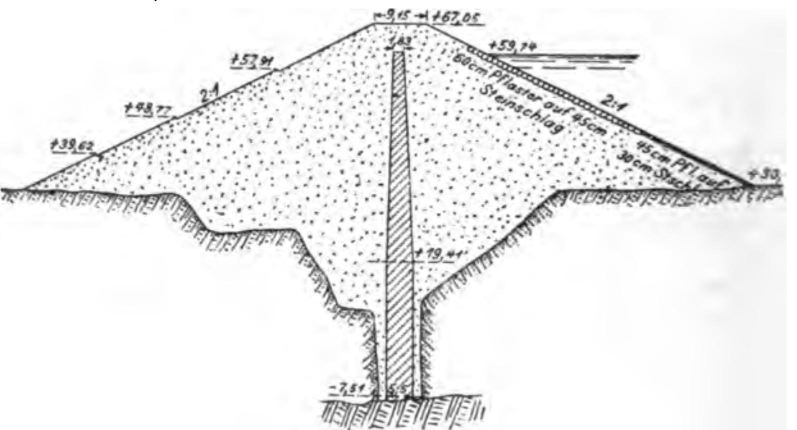
Dasselbe liegt 5 km oberhalb der Mündung in den Hudson und 5,4 km unterhalb des alten Crotonwehres (Abb. 219 und 220). Das Niederschlagsgebiet der neuen Sperre beträgt 349 qkm und einschliesslich derjenigen der Becken N und O rd. 470 qkm, die Beckenoberfläche 13,6 qkm, der Gesamtinhalt 121000000 cbm, wovon auf das alte Crotonbecken rd. 7500000, auf das sogen. Muscootbecken rd. 9500000 cbm entfallen. Der Muscootdamm wurde geplant, um die Schwankungen des Wasserspiegels im oberen Beckenteil, welche gesundheitsnachteilige Folgen befürchten liessen, einzuschränken. Da die Entnahmeöffnung des neuen Aquädukts (vergl. den Übersichtsplan Abb. 220, — auf dem Lageplan, Abb. 219, ist dieselbe nicht sichtbar) auf + 42,7 gelegt werden musste und zwar mit Rücksicht auf die Höhenlage des Sammelbeckens im Jeromepark von New-York (+ 40,11), während die Talsohle an der Mauer auf + 18,28 liegt, so bleiben nur ca. 100 Millionen nutzbarer Inhalt für die Ableitung nach New-York verfügbar. Die übrigen

21 000 000 cbm könnten für andere Zwecke, nicht aber für die Wasserversorgung New-Yorks, Verwendung finden. Durch zahlreiche Bohrungen und Schürflöcher war festgestellt, dass der am rechten Ufer bis zu 90,0 m Höhe steil ansteigende Gneisfelsen in der Mitte des Flussbettes unvermittelt in Kalkstein übergeht und dass am linken Ufer der felsige Untergrund mit einer 21,0 m tiefen Schicht von Sand, Kies und Geröll bedeckt war. Erst in Höhe des geplanten Wasserspiegels (+ 59,74) nähert sich der Felsen hier wieder bis auf 6,0 m der Oberfläche des Hanges. Die Talbreite in Höhe des geplanten Wasserspiegels beträgt 400,0 m. Das ganze Stauwerk ist nun derartig hergestellt, dass am rechten Ufer eine 185,0 m lange Staumauer errichtet wurde, an welche sich links ein nicht ganz ebenso langer Erddamm mit einem Kerne aus Mauerwerk (Abb. 222) anschliesst. An die rechtsseitige Staumauer schliesst



Abb. 221. Längsschnitt durch das Staubecken des New Croton-Stauwerks.

Abb. 222. Querschnitt durch den New Croton-Erddamm.



sich die Mauer des seitlichen Überlaufs an in einer Länge von etwa 300,0 m. Die Sohle des Überlaufkanals fällt kaskadenförmig ab. Er ist am oberen Ende 15 m breit und 3,0 m tief und im Zuge der Sperrmauer bereits 40,0 m breit und 45,0 m tief. Der auf diese Weise an der Sperrmauer entstandene Absturz im Überlaufkanal ist mittelst einer eisernen Brücke überspannt, welche den rechtsseitigen Hang mit der Sperrmauer verbindet.

Die Krone der Sperrmauer liegt auf + 64,00, diejenige des Sperrdammes auf + 67,05, diejenige des Überlaufs auf + 57,74. Auf diese Weise ist eine Überflutung des Sperrdammes ganz ausgeschlossen. Durch zeitweilige Dämme und eine Steinmauer wurde der Crotonfluss während der Bauausführung an die rechte Seite des Tales gedrängt und dort in einem in den Felsen eingearbeiteten Kanal abgeleitet. Dieser Kanal war so gross, dass er das grösste bekannte Hochwasser des Croton von 425 cbm/sek. abzuführen vermochte.

Der oberhalb des Muscoot-Dammes liegende Beckenteil kann durch Schützenverschlüsse ganz in das unterhalb liegende Becken entleert werden, ebenso das alte

Crotonbecken in dasjenige des neuen Dammes. Der alte Croton-Aquädukt wurde höher am Anhang hinauf verlegt. Dem im linksseitigen Damme angelegten Schieberturm wird das Wasser mittelst dreier Stollen zugeführt, deren Mündungen im Beckeninnern auf + 21,33, + 51,0 und + 56,70 liegen. Da die Sohle des alten Aquäduktes in der Nähe der neuen Sperre etwa auf + 46,50 liegt, so kann derselbe aus dem neuen Crotonbecken nur bei höheren Wasserständen gespeist werden. Die Fundamentsohle der Mauer liegt auf — 8,53, die Krone der Mauer auf + 64,0, es beträgt also die Gesamthöhe der Mauer 72,53 m und sie gehört zu den höchsten der bisher ausgeführten Staumauern. Bei der Berechnung ist ein Gewicht des Mauerwerkes von 2340 kg und ein Wasserdruck in der ganzen Höhe der Mauer bis zur Fundamentsohle zugrunde gelegt. Unter dieser Annahme ergaben sich Kantenpressungen von 14 bis 16 kg/qcm. Die Drucklinie bleibt aber sowohl bei leerem als bei gefülltem Becken innerhalb des inneren Drittels der Druckfuge und die Drucklinie schliesst mit der Lotrechten in keiner Fuge einen grösseren Winkel als 35° ein.

n) Zerstörte Talsperren. So lehrreich auch das Studium der Ursachen ist, welche den Bruch von Talsperren herbeigeführt haben, so würde es hier doch zu weit führen, wenn man diese Ursachen bei einer grösseren Anzahl von Beispielen einer eingehenderen Besprechung unterziehen wollte. Es soll deshalb hier nur auf einige Beispiele kurz hingewiesen werden.

1. Die alte Puentes Sperre (Murcia, Südspanien)[86]) wurde in den Jahren 1785 bis 91 in Bruchsteinen mit Werksteinverblendung in einem engen Felsentale unterhalb der Vereinigung der Bäche Velez, Turilla und Luchena zum Guadalantinfluss erbaut. Die Kronenlänge der Mauer betrug einschliesslich der beiden ungleich langen Flügel 282,0 m, die grösste Höhe 50,0 m. In der Sohle verengte sich die Felsschlucht auf ca. 20,0 m. Da die Flussohle mit einer sehr tiefen Schicht von Gerölle und Sand bedeckt war und der Felsen wegen der Schwierigkeit der Wasserhaltung nach damaligen Begriffen nicht erreichbar schien, glaubte man sich mit einem **Pfahlrost** als Fundament begnügen zu können, nachdem man das Gerölle und den Sand bis zu einer Tiefe von 7,50 m unter der Flussohle ausgehoben hatte. Die Pfähle waren nur 6,7 m lang und ihre Köpfe wurden durch Holme in Richtung der Talsohle und durch rechtwinklig dazu gerichtete Riegel verbunden und in eine 2,5 m starke Mauerplatte eingebettet. Die Dicke der Sperrmauer betrug in der Sohle 46,0 m, die Höhe über dem Pfahlrost 50,06 m. Der Pfahlrost erstreckte sich nicht nur unterhalb der eigentlichen Mauer, sondern als Fundament für das Sturzbett des Spül- und Entnahmekanals noch etwa 40,0 m talwärts. Der Spül- und Entnahmekanal hatte in der Mauer eine Höhe von 7,53 m und 6,70 m lichte Weite. Am 30. April 1802 wurden bei einem Wasserspiegel von 47,0 m über Fundamentsohle der ganze Pfahlrost an dem Spül- und Entnahmekanal und eine torartige Mauerbresche aus dem unteren Teil der Mauer wie ein Pfropfen herausgerissen. Die 52 Millionen cbm des Beckeninhaltes sollen binnen einer Stunde abgelaufen sein. Nach einem offiziellen Bericht kamen 680 Menschen um, und es wurden 809 Häuser zerstört. Namentlich die 11 km unterhalb der Mauer liegende Stadt Lorca soll stark gelitten haben. Erst in den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts ist die Mauer wieder hergestellt und nunmehr bis auf den **Felsen** fundiert. Hier war also die unzureichende Fundierung die Ursache des Bruches.

2. Die Habrasperre in Algier. Einer Genossenschaft war von der franzö-

---

[86]) P. Ziegler, Talsperrenbau. Teil II. S. 91.

sischen Regierung ein bebaubares Gelände von 240 qkm im Habratale unter der Bedingung überlassen, dieses Land und noch weitere 120 qkm dem Staate gehöriges Land mit Sperrenwasser für Bewässerungszwecke zu versorgen. Der Habrafluss hat ein Niederschlagsgebiet von rund 8000 qkm, liefert aber infolge der ungünstigen klimatischen und Boden-Verhältnisse nur eine jährliche Abflussmenge von durchschnittlich 108 Millionen cbm. Die sekundliche Abflussmenge schwankt zwischen 0,5 und 700 cbm und mehr. Die Hochfluten treten plötzlich ein. Auf 30 Millionen cbm wurde der Beckeninhalt der Staumauer bemessen und mit den Erdarbeiten im Jahre 1865 begonnen. Die 325,0 m lange annähernd geradlinige Mauer hatte von der Fundamentsohle bis zur Krone eine Höhe von 33,60 m. Die Krone des seitlichen Überlaufs lag 1,60 m unter der Krone der Sperrmauer. In der Krone betrug die Dicke der Mauer 4,30 m, in der Sohle 26,03 m. Der seitliche Überlauf war nur auf 437 cbm/sek. berechnet. Am 30. März 1872 brachte eine Hochflut aber so viel Wasser, dass einschliesslich des durch die Entnahmeöffnungen abströmenden Wassers etwa 700 cbm/sek. abgestürzt sein müssen. Infolgedessen wurde der Überlauf zerstört und es sind schätzungsweise durch die Bresche 5600 cbm/sek. abgeflossen. Trotz dieser Erfahrung legte man bei der Wiederherstellung der Überlaufmauer die Krone derselben nicht tiefer als bisher, sondern wiederum 1,60 m unter dem äusserst zulässigen Stau. Bei einem Hochwasser am 16. Dezember 1881 klappte die Mauer auf rund 140,0 m Länge und 18,0 m Tiefe mit einer von der Wasserseite nach der Luftseite hin schräg abfallenden Fuge um und schwemmte das Dorf Perrégaux, welches unterhalb der Mauer lag, hinweg. Es sollen der Katastrophe 400 Menschenleben zum Opfer gefallen sein. Als Ursachen werden die Verwendung eines schlechten hydraulischen Kalkmörtels und die ungünstige Profilierung der Mauer angesehen. Infolge der letzteren sind an der wasserseitigen Bruchfuge Zugspannungen bei Berechnung nach der Bouvierschen Methode (S. 742) von 1 kg/qcm entstanden. Sobald sich infolge dieser Zugspannungen eine Fuge gebildet hatte, muss der Auftrieb zur Wirkung gekommen sein, wodurch dann die Drucklinie noch mehr nach der Luftseite zu verschoben und die Katastrophe herbeigeführt wurde. Hinzugekommen mag sein, dass infolge der an der rechten Talwand eingetretenen starken Durchsickerungen der Felsen selbst angegriffen und zunächst eine Lockerung und schliesslich ein Nachgeben der Mauer in der Gründungsfläche verursacht worden war. In den Jahren 1883 bis 87 ist die Mauer wieder hergestellt worden.

3. Die Sperrmauer von Bouzey war bestimmt für die Speisung des Ostkanals, welcher das Maasbecken mit der Saône verbindet. Die Sperrmauer schloss den Avièrebach, ein Nebenflüsschen der Mosel, 2 km unterhalb der Quellen ab und bildete ein Staubecken von 7 Millionen cbm Inhalt, dessen Speisung von einem bei Saint Étienne-Remiremont in der Mosel liegenden Stauwehr aus erfolgte. Der Speisungskanal hatte eine Länge von 42,87 km. Die Stauhöhe der Mauer oberhalb der Sohle des Entleerungskanals betrug 15,0 m, während die grösste Höhe der Mauer selber 23,7 m war. Die Grundrissform war gradlinig und die sichtbare Kronenlänge betrug 432 m, die Kronenlänge bis zum Anschluss an den Felsen 520 m. Das Mauerwerk bestand aus gesundem Sandbruchstein in Wasserkalkmörtel von Theil mit Quarzsand (350 l Kalk auf 900 l Sand). Die Mauer ist auf Buntsandstein gegründet, welcher in den oberen Schichten weich, klüftig und wasserdurchlässig und von zahlreichen Toneinlagerungen durchsetzt war. Gleich nach ihrer Vollendung im Jahre 1881 zeigte die Mauer 2 Temperaturrisse, welche von oben in der Krone beginnend lotrecht tief herabgingen und welche wegen der entstehenden Wasserverluste mit Holzkeilen und Teerstricken gedichtet wurden. Als am 15. März 1884 der Stau sich bis auf 2,7 m

dem höchst zulässigen näherte, bauchte die Mauer auf der Sohle gleitend auf 135,0 m Länge des mittleren Teiles 0,28 m aus. Infolgedessen entstanden an den Enden dieser Ausbauchungen je weitere 3 Risse. Diese Risse wurden gleichfalls wie oben geschildert gedichtet und erst in den Jahren 1888—89 schritt man dazu, das weitere Gleiten der Mauer durch ein Strebenmauerwerk zu verhindern. Letzteres wurde luftseitig treppenförmig in die alte Mauer eingebunden und soll, da eine innige Verbindung nicht erzielt wurde, vielmehr durch das Ausstemmen der Treppen eine Schwächung der alten Mauer eintrat, die Katastrophe mit verursacht haben. Am 24. April 1895 war die Mauer noch von dem Ingenieur M. Hausser besichtigt, ohne dass derselbe etwas Verdächtiges fand. Am 27. April 5 Uhr früh machte der Wärter, welcher zufällig gerettet wurde, seinen letzten Rundgang und eine halbe Stunde später bei einem Stau von 0,6 m unter der Mauerkrone klappte die Mauer auf 171,0 m Länge und 12,0 m Höhe in einem Stücke um. 90 Menschen kamen ums Leben. Die Untersuchungskommission, deren Spruch sich der conseil général des ponts et chaussées in der Sitzung vom 31. Juli 1895 anschloss, kam zu dem Schluss, dass das Mauerwerk Zugspannungen ausgesetzt gewesen sei und dass infolge dieser Zugspannungen von im Mittel 0,565 kg/qcm und von höchstens 1,13 kg/qcm an der Bruchfuge eine wagerechte Fuge entstanden sei und der hier **wirkende Auftrieb** dann den Einsturz veranlasst habe.

c) Die statische Berechnung der Talsperren. Bezüglich der statischen Berechnung der Talsperren kann im wesentlichen auf das verwiesen werden, was im Abschnitt A dieses § Seite 661—671 mitgeteilt ist. Man betrachtet einen Ausschnitt der Sperrmauer von 1,0 m Länge, wobei sowohl die Kohäsion in den ideellen Schnittfugen des Ausschnittes unberücksichtigt bleibt als auch die Gewölbewirkung bei im Grundriss gekrümmten Mauern. In letzter Beziehung sei indessen auf die Bemerkung S. 712 verwiesen.

Intze hat bei seinen Berechnungen meist einen bis zur Mauerkrone reichenden Stauspiegel zugrunde gelegt, auch wenn durch Überläufe Sorge getragen werden sollte, dass der höchste Stau niemals die Krone erreichen könne.

Als zulässige Kantenpressung wurde auf dem V. Binnenschiffahrtskongress 12 kg/qcm als unbedenklich bezeichnet. Intze hat bei festem Gestein auch 12 kg in Mauerwerk zugelassen, wobei er, wie erwähnt, den Stauspiegel in gleicher Höhe mit der Mauerkrone und den Wasserdruck auf der ganzen Höhe zwischen Sohle und Krone wirksam annahm, ferner das Gewicht der Hinterfüllungserde unter Wasser mit 800 kg/cbm und den Reibungswinkel zwischen Anschüttung und Mauer, ebenso wie den Böschungswinkel mit 20° in Rechnung setzte.

Bei Betonmauern unter Verwendung von einem Zusatz von Portlandzement sind in Frankreich als grösste Kantenpressungen meist 10 kg/qcm angenommen. Bei der Staumauer der Anlage Avignonnet wurde die grösste zulässige Kantenpressung für Beton indessen nur mit 6 kg/qcm zugrunde gelegt. Guillemain betrachtet als zulässige Pressung für Beton nur 3—4 kg/qcm. Für gewöhnliches Kalkbruchstein-Mauerwerk mit hydraulischem Mörtel legt man meistens nur 5 kg und für gutes Kalkbruchstein-Mauerwerk mit gutem hydraulischen Mörtel 8 kg/qcm als zulässig zugrunde.

Die Untersuchung hat sich zu erstrecken auf die Fragen:

a) Ob das Stabilitätsmoment grösser als das Umsturzmoment bei vollem Becken ist;

b) ob bei vollem Becken in keiner wagerechten Fuge und besonders in der Grundfuge ein Abscheren oder ein Gleiten eintreten kann·

c) ob in keiner Fuge die zulässigen Kantenpressungen überschritten werden und zwar α) bei leerem, β) bei vollem Becken.

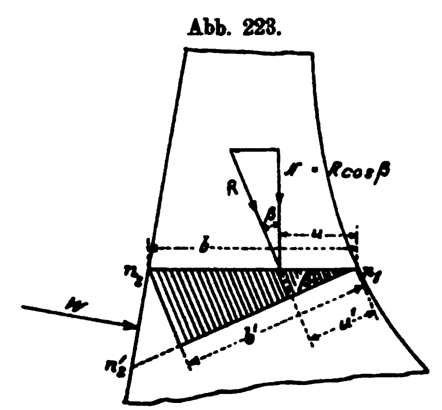
Was die Untersuchungen ad a) und b) betrifft, so ist alles erforderliche bereits im Abschnitt A dieses § Seite 661—671 gesagt.

Bezüglich der Untersuchung auf Abscheren und Gleiten sei noch bemerkt, dass man auch die Kohäsion τ des Mauerwerks in der Gleitfuge, welche $\cong$ 0,8kg/qcm oder $\cong$ 8 t pro qm gesetzt werden kann, meist vernachlässigt. Es wird also die Ungleichung $\gamma \frac{h^2}{2} < N \cdot f + \tau \cdot b$, worin N die Summe der Vertikalkräfte auf die Fuge, f den Reibungskoeffizienten und b die Breite der Fuge bedeuten, erfüllt sein müssen. Unter Annahme von

$$\tau = 0 \text{ muss } \gamma \frac{h^2}{2} < 0{,}75 \text{ N sein.}$$

Wenn man selbst bei dieser Annahme ausserdem noch doppelte Sicherheit haben will, so würde $\gamma \frac{h^2}{2} < 0{,}375$ N werden müssen, oder mit anderen Worten, der Winkel, welchen die Resultierende aller Kräfte R in einer Fuge mit der Lotrechten zu dieser Fuge einschliesst, darf nicht grösser sein als etwa 20°. In der Regel wird man die Forderung, dass der Winkel β nicht grösser sei als 20° nur für die Grundfuge stellen, für die Fugen im Mauerwerk aber bei Vernachlässigung der Kohäsion den Winkel β bis 35° zulassen können.

Abb. 223.



Bei der Untersuchung auf Kanten und Abscheren, sowie bei Ermittlung der grössten Kantenpressung bei vollem Becken halten manche Autoren es für nötig, noch einen Auftrieb in den Fugen anzunehmen. Die Annahme, welche Intze auf besonderen Wunsch der Behörden bei der Marklissa-Sperre gemacht hat (S. 596 u. 662), wonach in jeder Fuge der volle Wasserdruck als Auftrieb über die ganze Fuge gleichmässig verteilt und mit γ h . b in dem Mittelpunkt (Schwerpunkt) der horizontalen Fuge angreifend in Rechnung gestellt wurde, geht wohl etwas zu weit und führt zu Aufwendungen für Mauermassen, welche entbehrlich erscheinen. Dagegen lässt sich die Fechtsche Annahme (S. 662) wohl rechtfertigen, wonach bei den Untersuchungen für das volle Becken ein Auftrieb angenommen wird, welcher von der vollen Druckhöhe wasserseitig bis auf 0 luftseitig linear abnimmt[87]). Bouvier hat gelegentlich eines Antrages der Interessenten, den Stauspiegel der Talsperre von Ternay um 1,65 m zu erhöhen, vorgeschlagen und begründet[88]), die Kantenpressungen bei vollem Becken nach Abb. 223 zu ermitteln. Diese Art der Berechnung ist in Frankreich durch das Circulaire Ministérielle du 15 Juin 1897 (Instructions pour la Révision des Conditions de Stabilité des Barrages Réservoirs) vorgeschrieben. Bouvier stellt nicht die horizontale Fuge n_1 n_2 und die normale Komponente N der resultierenden R, sondern letztere selbst in der vom Punkte n_1 ausgehenden, lotrecht zu R stehenden Projektion der Horizontalfuge in Rechnung. Bei der Gewichtsberechnung wird das schraffierte Dreieck vernachlässigt und ebenso der auf n_2 n'_2

87) Wegen der von Lieckfeld für den Auftrieb vorgeschlagenen Annahmen vergl. Zentralbl. der Bauverw. 1898. S. 105 u. ff.

88) Ann. des ponts et chaussées. 1875.

wirkende Wasserdruck. Es wird also in den Formeln 53 u. 54 S. 664 für u zu setzen sein $u' = u \cdot \cos\beta$, für b zu setzen sein $b' = b \cdot \cos\beta$ und für N zu setzen sein R, sodass Formel (53) dann lauten würde, wenn man $a = 1$ setzt:

$$n_1 = \frac{2R}{b \cdot \cos\beta}\left[2 - \frac{3u}{b}\right] \text{ und die Formel (54) } n_2 = \frac{2R}{b \cos\beta}\left[\frac{3u}{b} - 1\right].$$

Das oben erwähnte französische ministerielle Zirkular vom 15. Juni 1897 schreibt unter anderem weiter vor, dass das Gewicht des verwendeten Steinmaterials pro cbm durch Wiegen verschiedener Steine genau festzustellen ist und dass man für die Annahme des Mauergewichtes pro cbm mangels anderer besserer Anhaltspunkte den Anteil des Mörtels mit 40 % in Rechnung zu stellen habe. Das so festgestellte Gewicht ist bei der Untersuchung für das leere Becken in Rechnung zu stellen; dagegen ist das Gewicht bei den Untersuchungen für das volle Becken um 100 kg zu verringern, („afin de tenir compte l'effet nuisible que peuvent produire les eaux qui s'infiltrent dans la maçonnerie et viennent suinter sur le parement aval“).

Bezüglich des Wasserspiegels sind die ungünstigsten Annahmen zu machen, welche bei Eintritt von Hochwasser denkbar erscheinen. Ferner ist gesagt ad 7: „On se rendra égalément compte de l'importance des vagues qui peuvent se former à la surface du réservoir. On admettra que ces vagues sont susceptibles de produire un effet statique équivalent à une surélévation de la retenue normale égale à la moitié de leur creux (différence de niveau entre le sommet et le fond de la vague).“

Bezüglich der Untersuchungen auf Gleiten oder Abscheren ist bestimmt: „On se rendra compte du danger de glissement sur les joints horizontaux, en calculant la tangente de l'angle que la résultante des forces fait avec la verticale.“

Es sind dann Formeln für die Berechnung angegeben, welche von den oben mitgeteilten nicht erheblich abweichen. Ferner ist aber ad 13 gesagt: „Les ingénieurs auront à employer parallèlement tels autres procédés de calcul qu'ils jugeront utiles.

Leur attention est appelée sur l'intérêt que présente l'étude du glissement sur les joints obliques d'après la méthode de calcul indiquée par M. Maurice Lévy dans sa communication du 5 août 1895 à l'Académie des sciences.“

Zum Schluss ist dann unter der Überschrift „Cas particuliers“ noch folgendes mitgeteilt:

„Les formules qui précèdent supposent que l'on n'a pas d'autre sous-pression à craindre que celle que peuvent produire les eaux qui s'infiltrent dans la maçonnerie et viennent suinter sur le parement aval, et, s'il en était autrement, on aurait à tenir compte des sous-pressions spéciales qui seraient susceptibles de se produire. Si, par exemple, le sol de fondation était perméable, l'eau en mouvement qui le traverserait exercerait sur la base du barrage une sous-pression qui ne changerait pas le travail de la maçonnerie dans le massif du barrage, mais qui modifierait l'effort transmis par ce massif au sol de fondation, et on aurait à tenir compte de cette sous-pression pour déterminer les efforts supportés par le sol de fondation et s'assurer que le barrage n'est pas exposé à glisser sur ce sol.“

In der Regel wird die Untersuchung von Staumauern auf grapho-statischem Wege durchgeführt werden. Abb. 224 zeigt die grapho-statische Untersuchung der Urft-Sperrmauer, bei welcher ein Auftrieb nicht in Rechnung gestellt wurde.

Bei der Gewichtsberechnung der einzelnen Mauerlamellen lässt man das Verblend-Mauerwerk an der Wasserseite, ebenso die Schutzmauern ausser Betracht. Die Wasserdrücke und die Erddrücke werden in der auf den Seiten 661—671 beschriebenen Weise

berechnet und nach Grösse und Richtung dargestellt, indem man gebogene Linien der wasserseitigen Mauerfläche durch ein gradliniges Vieleck ersetzt und die Druckflächen

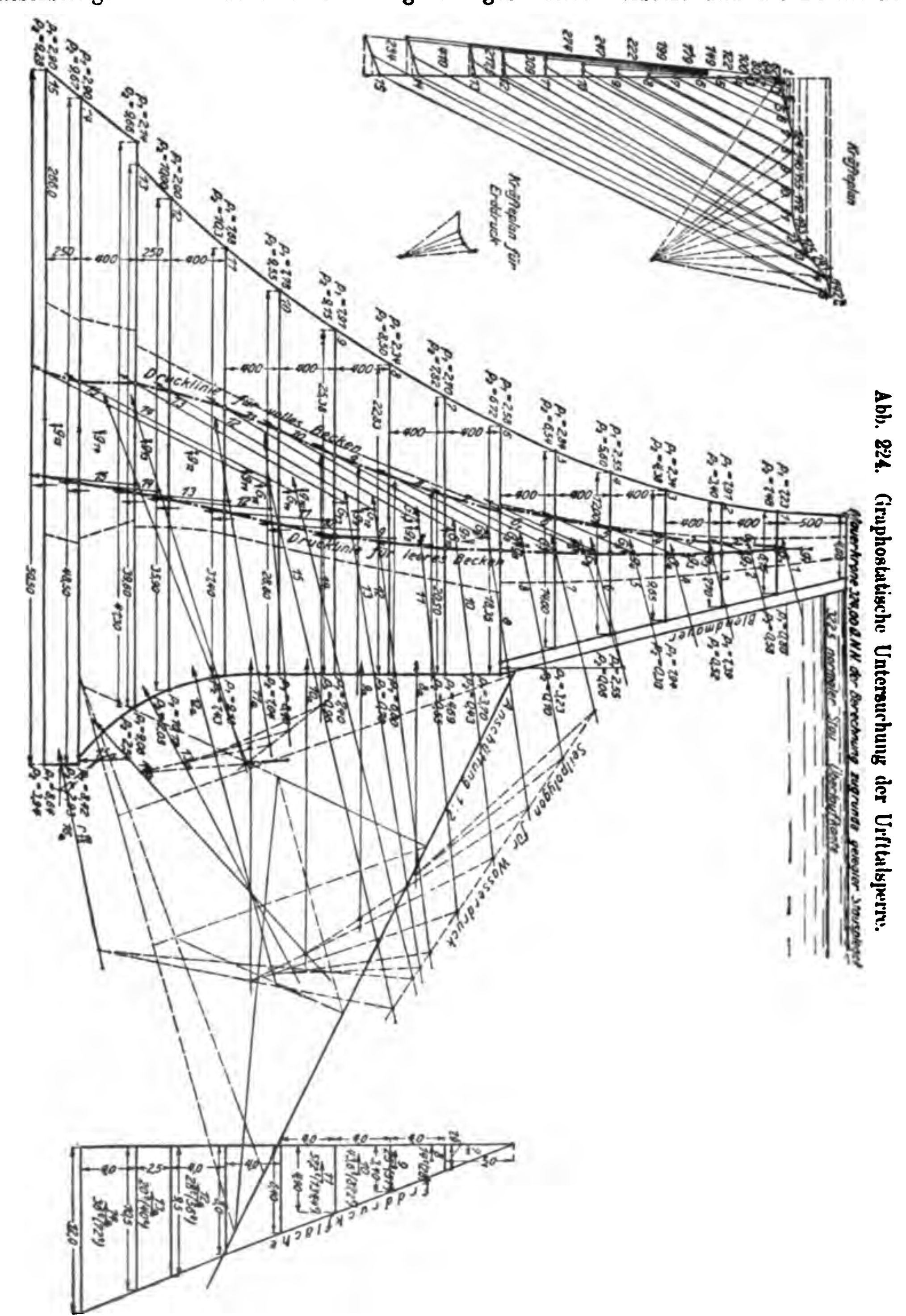


Abb. 224. Graphostatische Untersuchung der Urfttalsperre.

des Wassers und des Erddruckes auf das Gewicht des Mauerwerkes reduziert. Um die Rechnung zu erleichtern, ist es zweckmässig die einzelnen Mauerlamellen von gleicher

Höhe zu wählen. Als ein passender Masstab empfiehlt sich für den Querschnitt der Mauer 1 : 100 und als Kräftemasstäbe 1 mm = 1 cbm Mauerwerk zu wählen. Die Kräfte des Mauergewichtes greifen im Schwerpunkt des Querschnittes der entsprechenden Mauerlamellen an, die Wasserdrücke in den Schwerpunkten der Druckfiguren, die Erddrücke an denjenigen Stellen der Mauerfläche, wo die Horizontalprojektionen der Schwerpunkte der Erddruckfiguren die Mauerfläche schneiden. Alle Wasserdrücke werden als lotrecht zur Mauerfläche gerichtet, die Erddrücke unter Wasser als unter dem $\sphericalangle \varphi = 20^\circ$, die Erddrücke bei leerem Becken unter dem $\sphericalangle \varphi = 33^\circ$ gegen die Lotrechte zur Mauerfläche gerichtet (Abb. 188, S. 668) angenommen. Intze hat allerdings bei den Untersuchungen der Sperrmauern an der Urft und am Queis, um ungünstig zu rechnen, den Erddruck der Anschüttungen für volles Becken als lotrecht zur Mauerfläche gerichtet in Rechnung gestellt.

Es werden alsdann die Mauergewichte und die äusseren Drücke von oben beginnend oberhalb jeder Horizontalfuge mit Hilfe von Kräfte- und Seilvielecken zusammengesetzt und die Schnittpunkte der Resultierenden mit den horizontalen Fugen ergeben die Punkte der sogenannten Drucklinien bei leerem und bei vollem Becken.

Literaturangabe zu Kap. III., § 1. B. Talsperren.

A. Dumreicher, Die Wasserwirtschaft des Oberharzes. Clausthal 1868.
Bossuet, Le lac de Moeris.
Krantz, Étude sur les murs de réservoirs.
De Lagrené, Cours de navig. int. tome II. part III. Paris 1878.
Guillemain, Rivières et canaux.
R. de la Brosse, Installations Hydro-Électriques dans la Région des Alpes. Grenoble 1902.
Crugnola Gaetano, Sui muri di sostegno. Torino. Negro. 1883.
Crugnola Gaetano, Dei grandi serbatoi proposti etc. Roma, typographia del genio civ. 1885.
Torricelli, Dei grandi bacini per irrigazione. Roma 1885.
Zoppi e Torricelli, Irrigationi e laghi artificiali della Spagna, Firenze. Barbéra. 1888.
Ministère des travaux publics en France. Torcy-Neuf. 1889.
Roloff, Mitteilungen über amerik. Wasserbauwesen. Berlin 1895.
Dumas, Barrages-réservoirs. Extrait du Génie civil. 1896.
Sazilly, Note sur un type de profil d'égale résistance. Ann. des ponts et ch. 1853.
Graeff, Le gouffre d'enfer sur le Furens. Ann. des ponts et ch. 1866.
Bouvier, Calculs de résistance des grands barrages. Ann. des ponts et ch. 1875.
Bouvier, Formules rectifiées. Ann. des ponts et ch. 1875.
Thierry, Barrages curvilignes. Ann. des ponts et ch. 1888.
Le barrage de Hamiz en Algérie. Ann. industr. 1879. S. 769.
Le barrage du Chagre à Panama. Ann. industr. 1880. S. 674.
Unger, Zur Berechnung von Staumauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1892. S. 161.
New Croton-Sperre New York, Zentralbl. d. Bauverw. 1893. S. 103.
Chemnitzer Talsperre, Zentralbl. d. Bauverw. 1894. S. 279.
Aufgelöste Staumauer mit Stahlplattenbekleidung. Zentralbl. der Bauverw. 1897. S. 450.
Damm mit eiserner Kernwand, Zentralbl. d. Bauverw. 1898. S. 256.
Die Standfestigkeit von Staumauern mit offenen Lagerfugen, Zentralbl. d. Bauverw. 1898. S. 105, 109, 525, 529.
Talsperren von Mauerwerk und Eisen. 1898. S. 525. Zentralbl. d. Bauverw.
Bachmann, Verteilung der Spannungen in bogenförmigen Sperrmauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1899. S. 10.
Vyrnwy water works. Engineering 1889. S. 152.
The Sweetwater-dam. Engineering News. 1888. S. 324.
Sodom-dam. Engineering News. 1888. S. 421.
Tansa-dam. Engineering News. 1892. 30. VI. S. 646.

Kalifornische Dämme. Engineering Record. Band XXVII. S. 459.
Gebrauch von Soda als Mörtelzusatz. Engineering Record. Band XXVIII. S. 348.
Tansa-dam. Bhatur-dam. Engineering Record. 19. Dec. 1891.
Zylinder-Schützen. Génie civil. Tome I. Nr. 8. S. 128.
Entschlammung. Génie civil. Tome I. Nr. 20. S. 510.
La Gileppe. Génie civil. Tome III. Nr. 15. S. 349.
Barrages aux Indes. Tansa. Génie civil. Tome XXVI. Nr. 13. S. 20.
Dumas, Étude sur les barrages réservoirs. Génie civil. Tome XXVII. S. 172.
Dumas; Considérations sur la rupture de Bouzey. Génie civil. Tome XXVIII. S. 90.
Appareils de chasse. Génie civil. Tome XXX. Nr. 9.
Fecht, Anlage von Stauweihern in den Vogesen. Zeitschr. f. Bauw. 1889. S. 234.
Fecht, Anlage von Stauweihern in den Vogesen. Fechttal. Zeitschr. f. Bauw. 1893. S. 606.
Kreutzer, Die Berechnung von Staumauern. Zeitschr. f. Bauw. 1894. S. 465.
P. Ziegler, Der Talsperrenbau. Berlin 1900.
Curt Merkel, Die Ingenieurtechnik im Altertum. Berlin 1899.
Karl Borchardt, Die Remscheider Stauweiher-Anlage. 1897.
Zoppi Torricelli, Laghi artificiali dell'Algeria della Francia et del Bolgio. Roma 1886.
L. Sympher, Der Talsperrenbau in Deutschland. Wochenschr. d. Architekten-Ver. zu Berlin. 1907. S. 86.
Emil Krüger, Beiträge zur Kenntnis der Wasserwirtschaft in d. Verein. Staaten v. Nordamerika. 1906.
F. Kreuter, Amerikanische Wasserwerke. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1897. S. 344.
O. Intze, Die geschichtliche Entwickelung, die Zwecke und der Bau der Talsperren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 675 u. ff.
Vorträge und Veröffentlichungen von O. Intze, gedruckt bei La Ruelle in Aachen.
Compte rendu des travaux du Congrès de la Houille Blanche. II. Vol. S. 473.
A. Dumas, Constructions des barrages-réservoirs. Compte rendu des travaux du Congrès de la Houille Blanche. I. Vol. S. 261.
Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 942.
E. Mattern, Der Talsperrenbau und die Deutsche Wasserwirtschaft. Berlin 1902.

C. Stauweiher und Druckbecken.

a) Unter Stauweihern sollen hier, wie bereits S. 693 gesagt, Sammelbecken verstanden werden, welche ihr Wasser aus dem Werkkanal oder dem natürlichen Zuflussgerinne eines Kraftwerkes durch die Schwerkraft erhalten und es in den Werkkanal oder direkt in die Druckkammern oder Turbinenkammern zurückgeben, dabei aber im wörtlichen Sinne nicht zu den Talsperren gehören.

Während die Wehre in erster Linie den Zweck haben, die nutzbare Druckhöhe an einer gegebenen Stelle zu vergrössern, die Talsperren sowohl dem genannten Zwecke als auch zur Schaffung eines besseren Ausgleichs zwischen dem Zuviel und Zuwenig des Zuflusses dienen, sollen die Stauweiher im wesentlichen nur dem letztgenannten Zwecke nutzbar sein.

Man kann die Stauweiher, welche durch die Schwerkraft gefüllt und entleert werden, unterscheiden in **offene** und **geschlossene** Stauweiher.

Die offenen Stauweiher werden durch eine Erweiterung des Werkkanalprofils gebildet und ihr Wasserstand ist jederzeit vom Wasserstande im Werkkanal abhängig. Geschlossene Stauweiher können dagegen durch Schützenanlagen ganz vom Zubringer abgeschlossen werden, sodass ihr Wasserstand zeitweise höher oder tiefer als derjenige im Werkkanal sein kann. Als Beispiel eines offenen Stauweihers kann derjenige der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (S. 508) und als Beispiele für geschlossene Stauweiher können diejenigen der Anlagen Kanderwerk (S. 438) und Kraftwerk Gersthofen am Lech (S. 560) angeführt werden.

Die Anlage eines Stauweihers kommt überhaupt nur dann in Betracht, wenn die verfügbaren sekl. Wassermengen nicht zu jeder Zeit im Krafthause Verwendung finden können. Wenn dagegen bei einem Wasserkraftwerk, wie z. B. bei der Anlage Marbach-Stuttgart (S. 571), das Bedürfnis nach Kraftlieferung so gross ist, dass die verfügbare Wasserkraft jederzeit Verwendung finden kann, so wäre die Aufspeicherung des Wassers zwecklos. Aber auch wenn ein solcher Grenzfall wie der eben erwähnte nicht vorliegt, wird die Anlage eines Stauweihers nur unter gewissen Umständen zu empfehlen und jedenfalls stets durch eine wirtschaftliche Vorarbeit zu begründen sein. Solche Umstände bieten sich besonders, wenn das Werk in erheblichem Masse zur Lieferung elektrischen Lichtes bestimmt ist oder aus anderen Gründen einen schwankenden Kraftbedarf hat und während der schwach belasteten Stunden — und zwar nicht nur an wenigen Tagen sondern an möglichst vielen Tagen während des Jahres — ein so grosser, im Stauweiher aufspeicherbarer Überschuss an Wasser vorhanden ist, dass man mit Hilfe des Zuschusses aus dem Weiher während des grösseren Konsums möglichst den ganzen Energiebedarf decken kann. In solchen Fällen könnte man also durch den Stauweiher eine Dampfreserve entweder ganz ersparen oder doch ihre Grösse erheblich einschränken.

Es kann weiter die Anlage eines Stauweihers die beste Lösung darstellen, wenn man in zwei oder mehr an demselben Flusse aufeinander folgenden Kraftwerken den Betrieb um dieselbe Tagesstunde beginnen und schliessen will und man bei knappem Zuflusse ein Interesse daran hat, an keinem Werke Wasser ungenützt vorbeifliessen zu lassen. In solchem Falle müssen die Turbinen eines untenliegenden Werkes durch den Weiherinhalt während derjenigen Zeit gespeist werden, welche das Triebwasser für den Weg von dem oberen bis zu dem unteren Werke gebraucht (S. 220 und 229).

Die Gunst oder Ungunst der Örtlichkeit für die Anlage eines Stauweihers, welche bei den Erwägungen des Für und Wider eine sehr erhebliche Rolle spielt, kommt zunächst in den Anlagekosten zum Ausdruck. Man wird in den meisten Fällen leicht übersehen können, ob wegen der Örtlichkeit ein Stauweiher überhaupt in Frage kommen kann.

Für den wirtschaftlichen Wert eines Weihers ist die **Nutzhöhe** von erheblichster Bedeutung, welche sich zwischen dem Wasserspiegel im Weiher und dem Unterwasser der Turbinen erreichen lässt. Je grösser diese Nutzhöhe ist, um so grösser wird der Nutzwert jedes aufgespeicherten cbm Wassers, um so günstiger also, allgemein gesprochen, das Verhältnis zwischen Anlagekosten und Nutzen. Ein Weiher, welcher 50,0 m über dem Unterwasser liegt, braucht nur ein Fünftel so gross zu sein als einer, welcher nur 10,0 m Gefälle hat, um annähernd die gleiche Kraftleistung zu erzielen.

Man kann den Inhalt eines Weihers um so besser ausnützen, je unmittelbarer die Wirkung der aus dem Weiher entnommenen Wassermengen sich auf die Turbinen äussern kann, d. h. also, je näher der Weiher beim Krafthause liegt. Die Mühlenteiche, welche in ihrer Mehrzahl wohl zu den offenen Stauweihern zu zählen sind, liegen, wie bekannt, gleichfalls meist unmittelbar vor der Mühle. Diese Lage hat bei geschlossenen Weihern ausserdem noch den Vorteil, dass die Schützen von dem Krafthause aus mit bedient werden können, während bei grösserer Entfernung des Weihers von dem Krafthause unter Umständen besondere Bedienungsmannschaften nötig und dadurch die Betriebskosten erhöht werden.

Am **Einlauf** zum Werkkanal hängt die Höhe des Wasserspiegels von dem Wasserstande im Flusse ab. Bei geringen Zuflüssen, also in denjenigen Zeiten des Jahres, wo der Stauweiher in der Regel seine wichtigsten Dienste leisten soll, bleibt der Wasser-

spiegel daselbst in der Regel nahezu konstant auf der Krone des Überfallwehres oder der Oberkante der geschlossenen Wehrschützen, während der Wasserspiegel vor den Turbinen- oder Druckkammern je nach der Menge des sekundlich verbrauchten Wassers schwanken wird. — Ist der Verbrauch geringer als der Zufluss, so muss der Wasserspiegel vor dem Krafthause steigen, wenn man ihn nicht durch den Grundablass oder den Überlauf reguliert, und es kann sich das Wasserspiegelgefälle, wenn der Zufluss andauert und der Betrieb ganz oder nahezu aufhört, allmählich der Horizontalen nähern. Hat man einen Stauweiher, so kann man in ihm den Überschuss an Wasser ganz oder zum Teil aufspeichern, anstatt ihn über den Überlauf oder durch den Grundablass (Freilauf) abfliessen zu lassen. Der Wasserspiegel im Stauweiher kann höchstens den Wasserspiegel im Werkkanal am Ende der Füllung erreichen. Tritt im Krafthause Mehrverbrauch ein, so sinkt der Wasserspiegel zunächst vor den Turbinen- oder Druckkammern und der Stauweiher kann nunmehr das Wasser wieder zurückgeben. Weil am untersten Ende des Werkkanals bei gesteigertem Konsum die grösste Absenkung des Wasserspiegels erzeugt wird, so hat ein Stauweiher, welcher am untersten Ende des Werkkanals angelegt ist, auch die grösste nutzbare Füllung. Je grösser aber die nutzbare Füllung des Weihers ist, um so kleiner kann bei einer bestimmten Leistung die von ihm bedeckte Fläche sein und um so kleiner müssen allgemein gesprochen die Anlagekosten ausfallen.

Aus einem Weiher, welcher am untersten Ende des offenen Zubringers liegt, kann die aufgespeicherte Wassermenge auch mit grösserer durchschnittlicher Druckhöhe verwendet werden als aus einem entfernter liegenden Weiher, denn, um den grösseren Zufluss zu den Turbinen herbeizuführen, muss der während des geringeren Bedarfs erhöhte Wasserspiegel zunächst sinken, und er wird sich dann so einstellen, wie es durch den sekundlichen Wasserverbrauch und die Durchflussquerschnitte bedingt ist. Liegt der Weiher weiter aufwärts, so wird der Mehrbedarf der Turbinen zunächst aus dem Werkkanal selbst entnommen, und erst nach einiger Zeit ist der Wasserspiegel im Kanal bis zum Weiher herauf so weit abgesenkt und dadurch ein so starkes Wasserspiegelgefälle erzeugt, dass aus dem Weiher der Mehrbedarf abgegeben und den Turbinen zugeführt werden kann.

Der Stauweiher der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (S. 508 und Taf. XXXVIII, Fig. 1), welcher eine Oberfläche von 1500000 qm hat, wurde deshalb 4,5 km aufwärts vor den Turbinenkammern angelegt, weil daselbst mit Errichtung des rechtsseitigen Kanaldammes und dem Anschluss der linksseitigen Dammenden an die natürliche Erhebung des Terrains der Weiher hergestellt war. Man ersparte so den linksseitigen Damm auf einer Länge von mehr als 3 km. Die Sohle des so entstandenen Weihers war von Natur genügend dicht.

Die Differenz zwischen dem höchst zulässigen Wasserspiegel an den Turbinenkammern und dem niedrigsten Wasserstande beträgt 2,15 m (Taf. XL, Fig 4). Für den normalen Betrieb werden aber etwa nur 1,6 m Wasserspiegeldifferenz in Betracht kommen. Dächte man sich den Stauweiher unmittelbar vor den Turbinenkammern, so würde der nutzbare Inhalt normal eine Wassertiefe von 1,6 m haben und die durchschnittliche Druckhöhe während der Verwendung des Stauinhaltes $H + \frac{1,6}{2}$ sein, wenn H die Differenz zwischen dem niedrigsten Oberwasserspiegel und dem Unterwasserspiegel bedeutet. Da aber der Stauweiher 4 5 km aufwärts liegt, so muss das aus dem Weiher zu entnehmende Zuschusswasser erst diesen Weg zurücklegen, ehe es in den Turbinen wirksam werden kann. Wenn während der Stunden des stärkeren Konsums, z. B. aus dem Stauweiher ein Zuschuss von 88 cbm/sek. zum normalen Konsum von 120 cbm/sek. entnommen werden soll, so muss in der Kanalstrecke zwischen Stauweiher und Turbinenkammern bei 2,5 m durchschnittlicher Wassertiefe im Kanal eine Geschwindigkeit von $v = \frac{Q}{F} = \frac{208}{281,25} = 0,71$ m/sek. herrschen (vergl. das Querprofil des Kanals, Taf. XXXVIII, Fig. 5) und um diese Geschwindigkeit zu erzeugen, ist ein Gefälle $J = \frac{v^2}{c^2 R}$ erforderlich. R ist $= \frac{p}{F} = \frac{281,25}{120,80} = 2,32$, c ist $= 47$ zu setzen, woraus sich $J = 0,000098$ oder rd. $= 1:10200$ ergibt. Hierfür möge annäherungs-

weise 1 : 10000 angenommen werden. Bei 4,5 km gehen also 0,45 m Druckgefälle verloren, und die nutzbare Tiefe des Weihers würde nicht mehr 1,6 m, sondern nur noch 1,15 m bei einem Konsum von 208 cbm/sek. betragen. Ferner würde die durchschnittliche Druckhöhe nicht wie oben $H + \frac{1,6}{2}$, sondern nur $H + \frac{1,15}{2}$ sein. Läge der Stauweiher unmittelbar vor den Turbinenkammern, so würde man $1500000 \times 1,6 = 2400000$ cbm ausnützen können, während man für den Betrieb mit 208 cbm/sek. im tatsächlich vorhandenen Weiher nur 1725000 cbm ausnützen kann. Bei einem Stauweiher von gleicher Grösse unmittelbar vor den Turbinenkammern würde, wenn H zu 11,35 m angenommen wird, die durchschnittliche Druckhöhe 12,15 m betragen, also für 1 PS_e 8,2 l und für eine PS_e-Stunde 29,5 cbm nötig sein, d. h. man könnte mit dem erwähnten Stauinhalt $2400000 : 29,52 = 81300$ PS_e-Stunden leisten, während man unter der gedachten Voraussetzung bei dem tatsächlich bestehenden Stauweiher für eine PS_e-Stunde rd. 30,2 cbm gebraucht, also nur $1725000 : 30,2 = 57100$ PS_e-Stunden leisten kann. Der Nutzwert des Stauweihers, wie er tatsächlich angelegt wurde, ist also um rd. 30% kleiner als derjenige eines Stauweihers von gleicher Grösse, welcher unmittelbar an den Turbinenkammern läge. Diese Zahl ist genau genommen für das Güteverhältnis zwischen den beiden besprochenen Lagen des Stauweihers allerdings nur so lange massgebend, als man 208 cbm/sek. als die an den Turbinen erforderliche sekl. Wassermenge zugrunde legt, denn man kann auch den um 4,5 km aufwärts gelegenen Stauweiher noch über die Wasserspiegeldifferenz von 1,15 m hinaus ausnützen, aber der sekl. Zuschuss aus dem Weiher nimmt allmählich auf Null ab, sodass die Nutzwirkung desselben nach und nach aufhört.

Ein weiterer Umstand, welcher für die Lage des Stauweihers am untersten Ende des Werkkanals spricht, ist der, dass man wegen des aus dem Weiher vermehrten sekundlichen Zuflusses zu den Turbinen den Querschnitt des Werkkanals nicht zu vergrössern braucht. Bei dem Stauweiher der Anlage Jonage-Cusset-Lyon hat man die Sohlenbreite des Werkkanals auf der 4,5 km langen Strecke zwischen dem Stauweiher und den Turbinenkammern von 60,0 m auf durchschnittlich 105,0 m vergrössert, um die Leistungsfähigkeit dieser Strecke bei einem Wasserspiegelgefälle von rd. 1 : 10000 um rd. 88 cbm/sek. zu steigern. Die dadurch entstandenen Mehrkosten für den Werkkanal müssen auf das Konto des Stauweihers gesetzt werden. Wenn man also bei der Entscheidung über die Lage des Stauweihers die Kosten vergleicht, so müssen die Mehrkosten, welche für den Werkkanal aufzuwenden sind, natürlich mit berücksichtigt werden.

Der geschlossene Stauweiher des Kanderwerkes liegt in günstigster Weise am Ende des Werkkanals. Letzterer kreuzt[89]) als geschlossenes Rohr ein grosses Moos mit festen Rändern. Die Anlegung des Weihers wurde billig, weil das Moos leicht auszustechen war und der Aushub z. T. noch verwendbares Brennmaterial lieferte, besonders aber weil die Sohle ohne weitere künstliche Hilfsmittel dicht war. Dieses Moos lag gerade an der Stelle, wo ohnehin das Druckrohr seinen Anfang nehmen musste, und es ergab sich zwischen dem Wasserspiegel im Weiher und dem des Thuner-Sees ein nutzbares Gefälle von 64,0 m. Jeder cbm aufgespeicherten Wassers entspricht also einer Leistung von rd. 640 PS_e (S. 436/438). Eine PS_e-Stunde ist mit 5,62 cbm zu leisten, also mit einem Weiherinhalt von 170000 cbm rd. 30250 PS_e-Stunden. Da die Druckrohrlänge vom Weiher bis zum Krafthause nur rd. 800,0 m beträgt, so braucht das Wasser vom Weiher bis zu den Turbinen je nach der Geschwindigkeit im Druckrohr nur 5 bis 9 Min., d. h. der Weiher kann ziemlich gleichzeitig mit dem beginnenden Mehrbedarf zur Wasserabgabe herangezogen werden.

Der Stauweiher des Wasserkraftwerkes Gersthofen am Lech liegt auch nur 500,0 m oberhalb der Turbinenkammern. Er hat einen nutzbaren Inhalt von 250000 cbm und einen Stauraum von 500000 cbm. Da aber hier die Wasserspiegeldifferenz zwischen

---

[89]) Neuerdings lässt man das Wasser direkt beim Eintritt des Werkkanals in den Weiher ausfliessen, sodass also ein offener Stauweiher entstanden ist.

Ober- und Unterwasser nur rd. 10,0 m beträgt, so sind für eine PS_e-Stunde 36 cbm nötig; man kann also mit 250000 cbm Weiherinhalt rd. 6950 PS_e-Stunden leisten. Bei gleicher Nutzleistung müsste also ein Stauweiher, allgemein gesprochen, unter den Verhältnissen bei Gersthofen 6,4 mal so teuer sein als bei den Verhältnissen, wie sie beim Kanderwerk durch die Natur geboten wurden.

Eine Stauweiheranlage wirkt zugleich auch als Ablagerungsbecken. Vom Gesichtspunkt der Ablagerung allein betrachtet, läge der Weiher am besten **gleich hinter dem Einlaufe,** also am entgegengesetzten Ende von der Stelle, wo er vom Gesichtspunkte der Kraftgewinnung aus betrachtet, liegen sollte, vorausgesetzt, dass am Einlauf die für die Spülung des Beckens erforderliche Stauhöhe bei allen Wasserständen und namentlich bei Hochwasser vorhanden ist. Von den Eigenschaften, welche ein Ablagerungsbecken haben muss, wird in § 2 noch die Rede sein. Da man aber die Ausscheidung von Geschieben und Sinkstoffen aus dem Wasser mit erheblich kleineren Becken, als sie der Regel nach für Stauweiher in Frage kommen, erreichen kann, so wird der Gesichtspunkt der Ablagerung selten in den Vordergrund treten und deshalb die Anlage des Stauweihers am oberen Ende des Werkkanals nur dann in Betracht kommen, wenn die Örtlichkeit bezüglich der Baukosten ganz besondere Vorteile bietet, der Werkkanal überhaupt nur kurz ist und die Verluste an Gefälle bei Ausnützung des Weihers im Verhältnis zum Gesamtnutzgefälle keine erhebliche Rolle spielen.

Jeder Stauweiher hat gewisse Wasserverluste im Gefolge, welche durch Versickerung, Verdunstung und durch Eisbildung entstehen können. Gegen die Verluste durch Versickerung muss entweder die natürliche Beschaffenheit des Terrains den nötigen Schutz bieten oder man muss die Sohle und die Böschungen mit künstlichen Mitteln dichten.

Wenn man den Weiher täglich füllt und entleert, so können die Verluste durch Verdunstung innerhalb 24 Stunden nur klein sein. Als grösste tägliche Verdunstungshöhe, welche ausnahmsweise in den Sommermonaten an einem oder wenigen aufeinanderfolgenden Tagen vorkommen kann, wird für Deutschland 10 mm gelten können, wovon auf die Nachtstunden nur etwa 2 mm zu rechnen sind (S. 173). Als durchschnittliche tägliche Verdunstung in den Sommermonaten können für 24 Stunden 2 bis 2,7 mm angenommen werden (70 bis 80 mm monatlich). In den Wintermonaten kann man bei täglicher Füllung und Entleerung des Weihers die Verdunstung vollkommen vernachlässigen.

Eine grössere Rolle kann die Eisbildung spielen. Wenn auch beim Schwanken des Wasserspiegels die Bildung einer gleichmässigen Eisdecke verhindert ist, so ist doch zu bedenken, dass sich die Eisdecke beim Entleeren senkt und zerbricht, sich bei der Füllung des Beckens aber wieder hebt und mit einer Wasserschicht bedeckt sein wird, was die Bildung einer stärkeren Eisdecke begünstigt. Um den Betrag des kubischen Inhaltes der Eisdecke wird der nutzbare Inhalt des Weihers vermindert und in v. H. ausgedrückt wird die Herabminderung um so grösser sein, je kleiner die Nutztiefe des Weihers ist. Deshalb sind auch von diesem Gesichtspunkte aus Stauweiher, welche für den Winterbetrieb bestimmt sind, um so wertvoller, je grösser ihre Nutztiefe ist. Man wird genügend sicher rechnen, wenn man für die Eisbildung eine Schicht von 10 bis 25 cm je nach den klimatischen Verhältnissen und je nach der Betriebsart abzieht. Wenn die für die Aufspeicherung verfügbare Wassermenge in weiten Grenzen schwankt und zur Winterzeit nur klein ist, so kann es vorteilhaft sein, den Weiher in zwei Teile zu zerlegen, wie es bei dem Weiher des Kanderwerkes geschehen ist (S. 438) und zwar einmal um die Verluste durch Verdunstung und Eisbildung herabzumindern und zweitens um das aufgespeicherte Wasser mit grösserer durchschnittlicher Druckhöhe ausnützen zu können. Der kleinere Weiher wird mit verhältnismässig weniger Wasser bis zur

vollen Stauhöhe gefüllt werden können, während man in dem grösseren ungeteilten Weiher mit derselben Menge nur einen niedrigeren Wasserspiegel erreichen kann.

So lange der Zufluss ganz im Kraftwerk Verwendung finden kann, ist es im allgemeinen unwirtschaftlich, einen Teil davon in den Weiher fliessen zu lassen und die Oberfläche des gefüllten Weihers den Verlusten durch Verdunstung und Eisbildung auszusetzen, wie es bei offenen Weiheranlagen geschieht. Aus diesem Grunde gestatten die geschlossenen Weiher eine grössere Ökonomie in der Ausnützung des Wassers. Sie erfordern aber grössere Baukosten, weil für sie die Anlage von Schützen notwendig ist. Als Nachteil der geschlossenen Stauweiher gegenüber den offenen ist ferner anzuführen, dass immerhin ein kleiner Gefällverlust durch den Durchfluss des Wassers durch die Schleusen eintritt (Abb. 137 S. 561). Bei Festsetzung des Durchflussquerschnittes wird man sich durch eine kleine Vergleichsrechnung leicht ein Bild machen können über die wirtschaftlich besten Abmessungen, sofern nicht technische Gründe schon von vornherein bestimmend sind.

Beispiel: Wie bereits gesagt, hat der Stauweiher des Kraftwerkes Gersthofen am Lech einen nutzbaren Inhalt von 250000 cbm, welcher durchschnittlich mit 9,5—10,0 m Gefälle ausgenützt werden kann. Zu einer PS_e-Stunde sind also 36—38 cbm nötig, sodass man mit dem nutzbaren Stauinhalt 6600—6950 PS_e-Stunden leisten kann, wenn man die Verluste durch Verdunstung und Eisbildung unberücksichtigt lässt. Wollte man an den Schützen einen durchschnittlichen Gefällverlust von 19—20 cm, d. h. 2% vom verfügbaren Gesamtgefälle zulassen, so würde die Leistung des Stauweihers auch um 2% geringer sein, d. h. man würde täglich bei voller Ausnützung des Stauinhaltes 132—139 PS_e-Stunden weniger leisten und wenn z. B. der Weiher an 100 Tagen in Wirksamkeit zu treten hätte, so würde die Nutzleistung des Stauweihers jährlich um 13200, beziehungsweise 13900 PS_e-Stunden geringer sein Stellt man die PS_e-Stunde nach Tabelle XXIII, S. 300/301, Nr. 13, Spalte 11 mit 6 Pfg. in Rechnung, so würde der Druckverlust an den Schützen in Geldeswert ausgedrückt jährlich 792—834 Mk. ausmachen. Man könnte daraus Schlüsse ziehen, welche Mehrkosten für Erweiterung der Schützenöffnungen wirtschaftlich vertretbar wären.

Für die Anlagekosten eines Stauweihers spielen der Grunderwerb, die leichte Gewinnung des zur Dammschüttung erforderlichen Bodens und die eventuell erforderliche Dichtung der Böschungen und der Sohle die Hauptrollen. Die beiden erstgenannten Titel, Grunderwerb und Dammschüttung, bedürfen keiner weiteren Erläuterung. Ist das Terrain, auf dem der Weiher anzulegen ist, durchlässig, so wird man häufig zu dem Mittel zu greifen haben, die Dichtung der Sohle und der Böschung durch Einschlämmen herbeizuführen, indem man den Weiher in den Zeiten von Wasserüberfluss häufiger füllt und leert und durch die Abscheidung der Sinkstoffe aus dem Wasser die Dichtung allmählich erreicht. In dieser Weise ist bei dem Stauweiher von Gersthofen verfahren worden[90]). Es kann aber mitunter Jahre dauern bis man durch derartiges Einschlämmen einen ganzen Erfolg erzielt und bei der wirtschaftlichen Vorarbeit würde man zu den Anlagekosten die Bauzinsen des zunächst wirtschaftlich nicht oder nur schwach ausnutzbaren Stauweihers zu schlagen haben.

Die Dichtung der Sohle durch Lehm oder Tonschlag wird bei der grossen Fläche, welche meistens in Frage kommt, recht kostspielig und besonders dann, wenn geeignetes Dichtungsmaterial in der Nähe nicht zu finden ist. Bei der Veranschlagung der Arbeitskosten derartiger Dichtungsarbeiten ist zu beachten, dass sie insofern vom Wetter abhängen, als bei regnerischem Wetter sich Ton und Lehm schlecht ausbreiten und verteilen lassen.

Jeder Stauweiher erhöht sich in der Sohle allmählich durch die Ablagerungen und verliert so an Fassungsvermögen. Häufige Räumungsarbeiten würden in unliebsamer

[90]) Es sei daran erinnert, dass der Stauweiher eine besondere Entwässerungsleitung nach dem Lech besitzt, sodass die Entleerung jederzeit unabhängig vom Kraftbetrieb erfolgen kann (S. 561).

Ober- und Unterwasser nur rd. 10,0 m beträgt, so sind für eine PS_e-Stunde 36 cbm nötig; man kann also mit 250000 cbm Weiherinhalt rd. 6950 PS_e-Stunden leisten. Bei gleicher Nutzleistung müsste also ein Stauweiher, allgemein gesprochen, unter den Verhältnissen bei Gersthofen 6,4 mal so teuer sein als bei den Verhältnissen, wie sie beim Kanderwerk durch die Natur geboten wurden.

Eine Stauweiheranlage wirkt zugleich auch als Ablagerungsbecken. Vom Gesichtspunkt der Ablagerung allein betrachtet, läge der Weiher am besten **gleich hinter dem Einlaufe**, also am entgegengesetzten Ende von der Stelle, wo er vom Gesichtspunkte der Kraftgewinnung aus betrachtet, liegen sollte, vorausgesetzt, dass am Einlauf die für die Spülung des Beckens erforderliche Stauhöhe bei allen Wasserständen und namentlich bei Hochwasser vorhanden ist. Von den Eigenschaften, welche ein Ablagerungsbecken haben muss, wird in § 2 noch die Rede sein. Da man aber die Ausscheidung von Geschieben und Sinkstoffen aus dem Wasser mit erheblich kleineren Becken, als sie der Regel nach für Stauweiher in Frage kommen, erreichen kann, so wird der Gesichtspunkt der Ablagerung selten in den Vordergrund treten und deshalb die Anlage des Stauweihers am oberen Ende des Werkkanals nur dann in Betracht kommen, wenn die Örtlichkeit bezüglich der Baukosten ganz besondere Vorteile bietet, der Werkkanal überhaupt nur kurz ist und die Verluste an Gefälle bei Ausnützung des Weihers im Verhältnis zum Gesamtnutzgefälle keine erhebliche Rolle spielen.

Jeder Stauweiher hat gewisse Wasserverluste im Gefolge, welche durch Versickerung, Verdunstung und durch Eisbildung entstehen können. Gegen die Verluste durch Versickerung muss entweder die natürliche Beschaffenheit des Terrains den nötigen Schutz bieten oder man muss die Sohle und die Böschungen mit künstlichen Mitteln dichten.

Wenn man den Weiher täglich füllt und entleert, so können die Verluste durch Verdunstung innerhalb 24 Stunden nur klein sein. Als grösste tägliche Verdunstungshöhe, welche ausnahmsweise in den Sommermonaten an einem oder wenigen aufeinanderfolgenden Tagen vorkommen kann, wird für Deutschland 10 mm gelten können, wovon auf die Nachtstunden nur etwa 2 mm zu rechnen sind (S. 173). Als durchschnittliche tägliche Verdunstung in den Sommermonaten können für 24 Stunden 2 bis 2,7 mm angenommen werden (70 bis 80 mm monatlich). In den Wintermonaten kann man bei täglicher Füllung und Entleerung des Weihers die Verdunstung vollkommen vernachlässigen.

Eine grössere Rolle kann die Eisbildung spielen. Wenn auch beim Schwanken des Wasserspiegels die Bildung einer gleichmässigen Eisdecke verhindert ist, so ist doch zu bedenken, dass sich die Eisdecke beim Entleeren senkt und zerbricht, sich bei der Füllung des Beckens aber wieder hebt und mit einer Wasserschicht bedeckt sein wird, was die Bildung einer stärkeren Eisdecke begünstigt. Um den Betrag des kubischen Inhaltes der Eisdecke wird der nutzbare Inhalt des Weihers vermindert und in v. H. ausgedrückt wird die Herabminderung um so grösser sein, je kleiner die Nutztiefe des Weihers ist. Deshalb sind auch von diesem Gesichtspunkte aus Stauweiher, welche für den Winterbetrieb bestimmt sind, um so wertvoller, je grösser ihre Nutztiefe ist. Man wird genügend sicher rechnen, wenn man für die Eisbildung eine Schicht von 10 bis 25 cm je nach den klimatischen Verhältnissen und je nach der Betriebsart abzieht. Wenn die für die Aufspeicherung verfügbare Wassermenge in weiten Grenzen schwankt und zur Winterzeit nur klein ist, so kann es vorteilhaft sein, den Weiher in zwei Teile zu zerlegen, wie es bei dem Weiher des Kanderwerkes geschehen ist (S. 438) und zwar einmal um die Verluste durch Verdunstung und Eisbildung herabzumindern und zweitens um das aufgespeicherte Wasser mit grösserer durchschnittlicher Druckhöhe ausnützen zu können. Der kleinere Weiher wird mit verhältnismässig weniger Wasser bis zur

vollen Stauhöhe gefüllt werden können, während man in dem grösseren ungeteilten Weiher mit derselben Menge nur einen niedrigeren Wasserspiegel erreichen kann.

So lange der Zufluss ganz im Kraftwerk Verwendung finden kann, ist es im allgemeinen unwirtschaftlich, einen Teil davon in den Weiher fliessen zu lassen und die Oberfläche des gefüllten Weihers den Verlusten durch Verdunstung und Eisbildung auszusetzen, wie es bei offenen Weiheranlagen geschieht. Aus diesem Grunde gestatten die geschlossenen Weiher eine grössere Ökonomie in der Ausnützung des Wassers. Sie erfordern aber grössere Baukosten, weil für sie die Anlage von Schützen notwendig ist. Als Nachteil der geschlossenen Stauweiher gegenüber den offenen ist ferner anzuführen, dass immerhin ein kleiner Gefällverlust durch den Durchfluss des Wassers durch die Schleusen eintritt (Abb. 137 S. 561). Bei Festsetzung des Durchflussquerschnittes wird man sich durch eine kleine Vergleichsrechnung leicht ein Bild machen können über die wirtschaftlich besten Abmessungen, sofern nicht technische Gründe schon von vornherein bestimmend sind.

Beispiel: Wie bereits gesagt, hat der Stauweiher des Kraftwerkes Gersthofen am Lech einen nutzbaren Inhalt von 250000 cbm, welcher durchschnittlich mit 9,5—10,0 m Gefälle ausgenützt werden kann. Zu einer PS_e-Stunde sind also 36—38 cbm nötig, sodass man mit dem nutzbaren Stauinhalt 6600—6950 PS_e-Stunden leisten kann, wenn man die Verluste durch Verdunstung und Eisbildung unberücksichtigt lässt. Wollte man an den Schützen einen durchschnittlichen Gefällverlust von 19—20 cm, d. h. 2% vom verfügbaren Gesamtgefälle zulassen, so würde die Leistung des Stauweihers auch um 2% geringer sein, d. h. man würde täglich bei voller Ausnützung des Stauinhaltes 132—139 PS_e-Stunden weniger leisten und wenn z. B. der Weiher an 100 Tagen in Wirksamkeit zu treten hätte, so würde die Nutzleistung des Stauweihers jährlich um 13200, beziehungsweise 13900 PS_e-Stunden geringer sein Stellt man die PS_e-Stunde nach Tabelle XXIII, S. 300/301, Nr. 13, Spalte 11 mit 6 Pfg. in Rechnung, so würde der Druckverlust an den Schützen in Geldeswert ausgedrückt jährlich 792—834 Mk. ausmachen. Man könnte daraus Schlüsse ziehen, welche Mehrkosten für Erweiterung der Schützenöffnungen wirtschaftlich vertretbar wären.

Für die Anlagekosten eines Stauweihers spielen der Grunderwerb, die leichte Gewinnung des zur Dammschüttung erforderlichen Bodens und die eventuell erforderliche Dichtung der Böschungen und der Sohle die Hauptrollen. Die beiden erstgenannten Titel, Grunderwerb und Dammschüttung, bedürfen keiner weiteren Erläuterung. Ist das Terrain, auf dem der Weiher anzulegen ist, durchlässig, so wird man häufig zu dem Mittel zu greifen haben, die Dichtung der Sohle und der Böschung durch Einschlämmen herbeizuführen, indem man den Weiher in den Zeiten von Wasserüberfluss häufiger füllt und leert und durch die Abscheidung der Sinkstoffe aus dem Wasser die Dichtung allmählich erreicht. In dieser Weise ist bei dem Stauweiher von Gersthofen verfahren worden[90]). Es kann aber mitunter Jahre dauern bis man durch derartiges Einschlämmen einen ganzen Erfolg erzielt und bei der wirtschaftlichen Vorarbeit würde man zu den Anlagekosten die Bauzinsen des zunächst wirtschaftlich nicht oder nur schwach ausnutzbaren Stauweihers zu schlagen haben.

Die Dichtung der Sohle durch Lehm oder Tonschlag wird bei der grossen Fläche, welche meistens in Frage kommt, recht kostspielig und besonders dann, wenn geeignetes Dichtungsmaterial in der Nähe nicht zu finden ist. Bei der Veranschlagung der Arbeitskosten derartiger Dichtungsarbeiten ist zu beachten, dass sie insofern vom Wetter abhängen, als bei regnerischem Wetter sich Ton und Lehm schlecht ausbreiten und verteilen lassen.

Jeder Stauweiher erhöht sich in der Sohle allmählich durch die Ablagerungen und verliert so an Fassungsvermögen. Häufige Räumungsarbeiten würden in unliebsamer

90) Es sei daran erinnert, dass der Stauweiher eine besondere Entwässerungsleitung nach dem Lech besitzt, sodass die Entleerung jederzeit unabhängig vom Kraftbetrieb erfolgen kann (S. 561).

Weise das Konto der Betriebskosten belasten. Durch Spülung lassen sich die Ablagerungen aus dem Weiher nicht entfernen, da jede Vorrichtung nur einen sehr beschränkten Wirkungskreis hat (S. 638). Es ist deshalb aus diesem Gesichtspunkte vorteilhaft, von vornherein die Sohle des Weihers um ca. 1,0 m unter dem tiefsten nutzbaren Wasserspiegel anzulegen, damit ein genügender Ablagerungsraum vorhanden ist und ein Ausräumen nur in grossen Zeitabschnitten nötig wird. Daraus folgt, dass es vorteilhaft ist, wenn das für den Weiher in Betracht kommende Terrain, namentlich in der Nähe des Werkkanals, ca. 1,0 m unter dem tiefsten nutzbaren Wasserspiegel liegt. Die Mehrkosten für die Dammschüttung spielen demgegenüber meistens nur eine geringe Rolle.

Die Rentabilität einer Stauweiheranlage hängt, wie bei jedem Kraftwerk im allgemeinen, so auch bei einem Stauweiher im besonderen von der **Benutzungsdauer**, also von der jährlichen Leistung in PS_e ab, welche nach dem Betriebsplane aus dem Weiher entnommen werden kann. Da man in der Regel bei Kraftwerken mit einigen Entwicklungsjahren zu rechnen hat, in welchen zunächst der natürliche Zufluss für die Kraftleistung auszureichen pflegt, so würde ein von vorherein mit angelegter Stauweiher bis zu dem Zeitpunkte, wo seine Verwendung beginnt, ein totes Kapital darstellen. Es wird sich daher oft empfehlen, wenn die technischen Verhältnisse es zulassen, die Ausführung eines projektierten Stauweihers einer späteren Bauperiode vorzubehalten.

Ist eine Reserve in Wärmekraftmaschinen ohnehin nötig, so bedarf es noch im besonderen Masse einer sorgfältigen wirtschaftlichen Vorarbeit, um festzustellen, ob ein Stauweiher oder die Vergrösserung der Reserve in Wärmekraftmaschinen die wirtschaftlich vorteilhaftere Lösung darstellt. Wenn in den Tagen oder Monaten niedriger Wasserstände auch der ständige Bedarf an Kraft durch den Zufluss nicht gedeckt werden kann, so bleibt auch kein Wasser zur Aufspeicherung übrig. Wasser aufzuspeichern, für dessen Ersatz man während der betreffenden Stunden eine Wärmekraftmaschine mitlaufen lassen müsste, erscheint im allgemeinen nicht wirtschaftlich. Freilich können auch unter solcher Voraussetzung noch Fälle vorkommen, wo sich die Anlage eines Weihers empfiehlt.

Denkt man sich den Fall, dass der Wasserzufluss eines Kraftwerks während einiger Zeit im Jahre nicht ganz ausreicht, um den gewöhnlichen Tagesbedarf zu decken, sodass man eine Dampfmaschine mitlaufen lassen muss und zwar mit schwacher Belastung und dass ferner die Wasserturbinen mit dem direkt verfügbaren sekl. Wasserzufluss und die vollbelastete Dampfreserve zusammen den Kraftbedarf während einiger starkbelasteter Stunden nicht mehr zu decken vermögen, so kann es u. U. vorteilhaft sein, während der Tagesstunden die Dampfmaschine stärker zu belasten, das so ersparte Wasser aufzuspeichern, um es, z. B. am Abend, zur Deckung des Mehrbedarfs für den Lichtkonsum zu benutzen.

Beispiel: Angenommen, ein Kraftwerk habe während 8 Monate 60 cbm/sek. Wasser bei 10,0 m Gefälle verfügbar und während dieser Zeit könne der Bedarf an elektrischer Energie ganz durch die Wasserkraft gedeckt werden, während 4 Monate aber falle die Wassermenge ab und zwar während zweier Monate auf 35 cbm/sek. und während zweier weiterer Monate auf 30 cbm/sek. Ausserdem sei eine Dampfkraft von 1500 PS_e mit voller Reserve als vorhanden angenommen.

Die Anlage sei nun derart zu erweitern, dass in den 4 Monaten des geringeren Zuflusses folgende Energiemengen in dem Krafthause abgegeben werden können:

a) für Kraft: während der 12 Tagesstunden durchschnittlich rd. 4500 PS_e,
während 12 Nachtstunden durchschnittlich 3500 PS_e. Ausserdem

b) für Licht: während 3 Stunden durchschnittlich rd. 1800 PS_e,
während 3 Stunden durchschnittlich rd. 900 PS_e.

Von dem Lichtbedarf sollen die drei meist belasteten Stunden mit dem Tagesbedarf für Kraft von 4500 PS_e zusammenfallen.

Es sei nun die Frage zu entscheiden, ob eine Stauweiheranlage oder eine Vergrösserung der Dampfreserve den Vorzug verdiene. Bestimmend für die Grösse des Stauweihers soll die Forderung sein, dass der grösste gleichzeitige Durchschnitts-Gesamtbedarf auch beim kleinsten Wasser gemeinsam 1. durch den direkten Wasserzufluss, 2. durch die vollbelastete vorhandene Dampfmaschine und 3. durch den Stauweiher gedeckt werden kann.

Während der zwei Monate, in denen der direkte Zufluss 30 cbm/sek. beträgt, kann man mit diesem 3000 PS_e leisten. Die vorhandene Dampfmaschine leistet bei voller Belastung 1500 PS_e, sodass der Stauweiher noch 1800 PS_e während 3 Stunden zu leisten haben würde, d. h. er müsste, da für eine PS_e-Stunde $\frac{1}{10 \times 10} \times 3600 = 36$ cbm nötig sind, $3 \times 1800 \times 36 = 194400$ cbm nutzbar abgeben können. Rechnet man rd. 15 % für Verluste, so ergibt sich eine nutzbare Füllung von 227 000 cbm.

Wenn man die Dampfmaschine während 21 Stunden vollbelastet mitlaufen lässt, so kann man bei einem Zufluss von 30 cbm/sek. während 6 Nachtstunden 10 cbm/sek., während 3 Nachtstunden 1 cbm/sek. also zusammen 226 800 cbm aufspeichern und damit den Weiher angenähert füllen. — Sind 35 cbm/sek. Wasser vorhanden, so würde man am zweckmässigsten die Dampfmaschine während 21 Stunden mit 1000 PS_e mitlaufen lassen, und es ergäbe sich im übrigen das gleiche Bild. Während der 3 restierenden Stunden der Nacht wird die Dampfmaschine in den 2 Monaten mit 30 cbm/sek. Zufluss nur mit 500 PS_e belastet, in den Monaten mit 35 cbm Zufluss ganz abgestellt sein.

Es wäre also nun zu untersuchen, was der Stauweiher kosten darf, damit seine Anlage gegenüber der Beschaffung eines weiteren Dampfaggregats den Vorzug verdient. Aus der Vergleichsrechnung können die Kosten für die Verzinsung, Tilgung und Erneuerung der vorhandenen Wasserkraftanlage, sowie der vorhandenen Dampfanlage ausscheiden; das gleiche gilt für die direkten Betriebskosten der Wasserturbinen-Anlage. Letztere braucht wegen des Stauweihers nicht vergrössert zu werden, weil sie für 60 cbm/sek. ausreichend gedacht ist.

Es betragen die jährlichen Betriebskosten im Falle I mit der Stauweiheranlage:

a) Für die direkten Mehrkosten des durch den Zuschuss aus dem Weiher gesteigerten Betriebes im Wasserkraftwerk (vergl. Tab. XIII S. 275 ad 26a Spalte 4)
$3 \times 1800 \times 120 = 648000$ PS_e-St. à 0,37 Pf. = 2 398 Mk.

b) Für die direkten Betriebskosten der vorhandenen Dampfmaschinenanlage während zweier Monate bei 30 cbm/sek. Wasserzufluss
1. $1500 \times 21 \times 60 = 1890000$ PS_e-St. à 2,3 Pf. = 43 470 „
2. $500 \times 3 \times 60 = 90000$ PS_e-St. à 3,0 Pf. = 2 700 „

c) Die direkten Betriebskosten der Dampfmaschinenanlage während 2 Monate bei 35 cbm/sek. Wasserzufluss
3. $1000 \times 21 \times 60 = 1260000$ PS_e-St. à 2,5 Pf. = 31 500 „

80 068 Mk.

Es betragen die jährlichen Betriebskosten im Falle II mit einem neu zu beschaffenden Zusatz-Dampfaggregat von 2000 PS_e

a) Die direkten Betriebskosten des Dampfbetriebes während zweier Monate bei 30 cbm/sek. Wasserzufluss[91]):
1. $1500 \times 12 \times 60 = 1080000$ PS_e-St. à 2,3 Pf. = 24 840 Mk.
2. $1400 \times 3 \times 60 = 252000$ PS_e-St. à 2,4 Pf. = 6 048 „
3. $500 \times 9 \times 60 = 270000$ PS_e-St. à 3 Pf. = 8 100 „
4. der Betrieb mit dem neuen Aggregat:
$1800 \times 3 \times 60 = 324000$ PS_e-St. à 5 Pf. = 16 200 „

b) Die direkten Betriebskosten des Dampfbetriebes während zweier Monate bei 35 cbm/sek. Wasserzufluss:
5. $1000 \times 12 \times 60 = 720000$ PS_e-St. à 2,3 Pf. = 16 560 „
6. $900 \times 3 \times 60 = 162000$ PS_e-St. à 2,5 Pf. = 4050 „
7. Der Betrieb mit dem neuen Aggregat:
$1800 \times 3 \times 60 = 324000$ PS_e-St. à 5 Pf. = 16 200 „

c) 1. für Verzinsung, Tilgung und Erneuerung der neu zu beschaffenden Dampfmaschine nebst Kesselanlage im Werte von 270 000 Mk. (nach Tab. XVII S. 293 und Tab. XXIII S. 300 ad 5 und 6 Spalte 1) und der elektrischen Einrichtung im Werte von $2000 \times 50 = 100000$ Mk. (nach Tab. VIII S. 260) 9,7 % von 370 000 Mk. = 35 890 „
2. desgl. des baulichen Teils 6,3 % von 111 000 Mk. (nach Tab. XVII S. 293 ad 13) = 6 993 „

zusammen 134 881 Mk.

[91]) Die Leistungen ad 1 und 4, sowie diejenigen ad 5 und 7 fallen zeitlich zusammen, bei den Leistungen ad 4 und 7 musste ein höherer Einheitspreis pro PS_e-St. eingesetzt werden, weil die besondere Kesselanheizung hinzukommt und die Betriebszeit nur jährlich $2 \times 180 = 360$ Stunden beträgt.

Die Differenz der Betriebskosten zwischen I und II ergibt sich zu 54818 Mk. Bei einer Stauweiheranlage würde für Verzinsung auch 4,5 %, für Tilgung aber nur 0.7 %, für Erneuerung 0,0 %, für Bedienung und Unterhaltung je 0,5 % zu rechnen sein. Danach dürfte der Stauweiher äusserstenfalls $\frac{54813 \times 100}{6,2}$ rd. = 882 500 Mk. kosten.

Da aber ein Weiher von 237 000 cbm Nutz- und etwa 400 000 cbm Fassungsraum kaum mehr als 1,5 Mk. pro cbm Fassungsraum, also zusammen kaum mehr als etwa 600 000 Mk. kosten würde, d. h. nicht ganz 25% mehr als die neue Dampfmaschinenanlage, so würde in dem gedachten Falle die Stauweiheranlage den Vorzug verdienen.

b) Druckbecken. In neuerer Zeit sind einige Anlagen z. T. ausgeführt, z. T. projektiert, bei denen die Sammelbecken nicht durch die Schwerkraft, sondern durch Maschinenkraft gefüllt werden sollen und man kann solche Sammelbecken zum Unterschiede von den Stauweihern als **Druckbecken** bezeichnen. Eine solche Anlage ist neuerdings bei dem Elektrizitätswerk Olten-Aarburg zur Ausführung gelangt[91]). Das Elektrizitätswerk Olten-Aarburg hatte einen sehr starken Lichtbetrieb, welcher stundenweise mehr Energie erforderte als die verfügbare Wasserkraft hergeben konnte. Dagegen war in den Stunden der Tageshelle und in den Nachtstunden zeitweise mehr Wasser vorhanden als man ausnützen konnte. Dem Kraftwerk, welches oberhalb des Städtchens Aarburg die Wasserkraft der Aare ausnützt, steht eine sekundliche Wassermenge von 150 bis 160 cbm bei einem Gefälle von 1,7 bis 4,0 m (im Mittel 2,5 m) zur Verfügung. Der Werkkanal hat eine Länge von 700,0 m. Man hat nun für die Ergänzung der Betriebskraft folgendes Programm entworfen und zum Teil schon durchgeführt: 1. Im ersten Ausbau ist ein **Druckbecken** von 12000 cbm Inhalt und 43,6 × 43,6 m Grundfläche bei 6,0 m Wasserspiegel-Schwankung (nutzbare Füllung) angelegt, in welches durch eine von einem Elektromotor angetriebene Druckpumpe das Wasser in den Stunden des Wasserüberflusses hinaufgepumpt wird, um in den Stunden des grossen Lichtkonsums eine Hochdruckturbine

Abb. 225. Ansicht des Hilfskrafthauses am Werkkanal des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes Aarburg-Olten.



[91]) Mitteilung von S. Herzog: Elektrische Bahnen und Betriebe, Zeitschr. f. Verkehrs- und Transportwesen. 1905. S. 401, 418 und 442.

anzutreiben. Die Örtlichkeit begünstigte insofern die Anlage dieses Hochdruckbeckens, als sich unmittelbar am Werkkanal in der Nähe des Krafthauses ein Höhenrücken befindet, dessen Plateau ca. 315,0 m über dem Kanal-Wasserspiegel liegt und als auf diesem Plateau das Druckbecken mit verhältnissmässig geringen Kosten angelegt werden konnte. Der grösste Teil des Aushubs erfolgte in Felsen. Das hierbei gewonnene Material wurde mit Hilfe von Steinbruchmaschinen zu Schotter gebrochen, der für die Herstellung der Beton-Umfassungsmauern und für die Verkleidung der Beckensohle direkt verwendet wurde. So weit die Felswände zugleich die Böschung des Beckens bildeten, wurden sie ebenso wie die Sohle mit einer Betonschicht von 20 bis 30 cm Stärke bekleidet und zur Abdichtung dann mit einem glatten Zementputz versehen. Abb. 225 stellt das Maschinenhaus dar, in welchem auch die für den zweiten Ausbau vorgesehenen Dampfmaschinen Aufnahme finden sollen.

Abb. 226. Ansicht des Druckbeckens mit Schieberhaus des Elektrizitätswerkes Olten-Aarburg.



Zwei Hauptgruppen von Wasserkraftmaschinen sind zunächst vorgesehen, von denen eine bereits in Betrieb gesetzt ist. Diese letztere besteht aus einer Turbine[93]), einem Motorgenerator[94]) und einer Hochdruckpumpe[95]). Die genannten drei Maschinen sind auf einer gemeinsamen Grundplatte vereinigt. Das Druckrohr, in welchem das Wasser zur Höhe gepumpt wird, dient auch als Druckrohr für die Hochdruck-Turbine und der elektrische Motor, welcher die Pumpe treibt, dient als Generator, wenn das Wasser von dem Druckbecken zurückkommt. Der Saugkanal für die Hochdruckpumpe dient zugleich als Turbinenkanal, wenn die Hochdruckturbine im Betriebe ist. An dem Druckbecken (Abb. 226) befindet sich in der nach dem Krafthause zu gekehrten Ecke das Schieberhaus. Das in der Hochdruckturbine ausgenützte Wasser des Druckbeckens fliesst in den Werkkanal zurück und kann dann in den Turbinen des Hauptkraftwerkes ausgenützt werden.

2. Für den zweiten Ausbau ist die Errichtung einer Dampfreserve vorgesehen, da in den winterlichen Monaten die sekl. Wassermengen der Aare sehr zurückgehen und die Ergänzung der Kraft nicht nur stundenweise, sondern tage- und wochenweise nötig werden kann.

3. Für den dritten Ausbau ist die Verdoppelung der für den ersten Ausbau vorgesehenen Anlage projektiert. Die in Abb. 225 dargestellten Baulichkeiten sollen nach links hin in symmetrischer Weise wiederholt und neben dem vorhandenen soll ein zweites Druckbecken angelegt werden.

Der erste Ausbau ist im Herbst 1904 dem Betrieb übergeben und soll sich als wirtschaftlich zweckmässig erwiesen haben.

Wesentlich für derartige Anlagen ist natürlich immer, dass sich ein solches Druck-

[93]) Gelief. von Picard Pictet & Cie. in Genf.

[94]) Gelief. von der A.-G. Brown Boveri & Cie. in Baden.

[95]) Gelief. von Gebr. Sulzer in Winterthur.

becken in möglichster Nähe des Werkkanals beziehungsweise des alten Krafthauses und möglichst hoch über demselben auf billige Weise herstellen lässt, denn je höher ein solches Druckbecken liegt, um so kleiner braucht es bei einer bestimmten Leistung zu sein und um so billiger werden auch die Turbinen und Generatoren ausfallen. Ferner ist von Wichtigkeit, dass sich nach dem Betriebsplane eine genügend lange jährliche Benutzungsdauer ergibt.

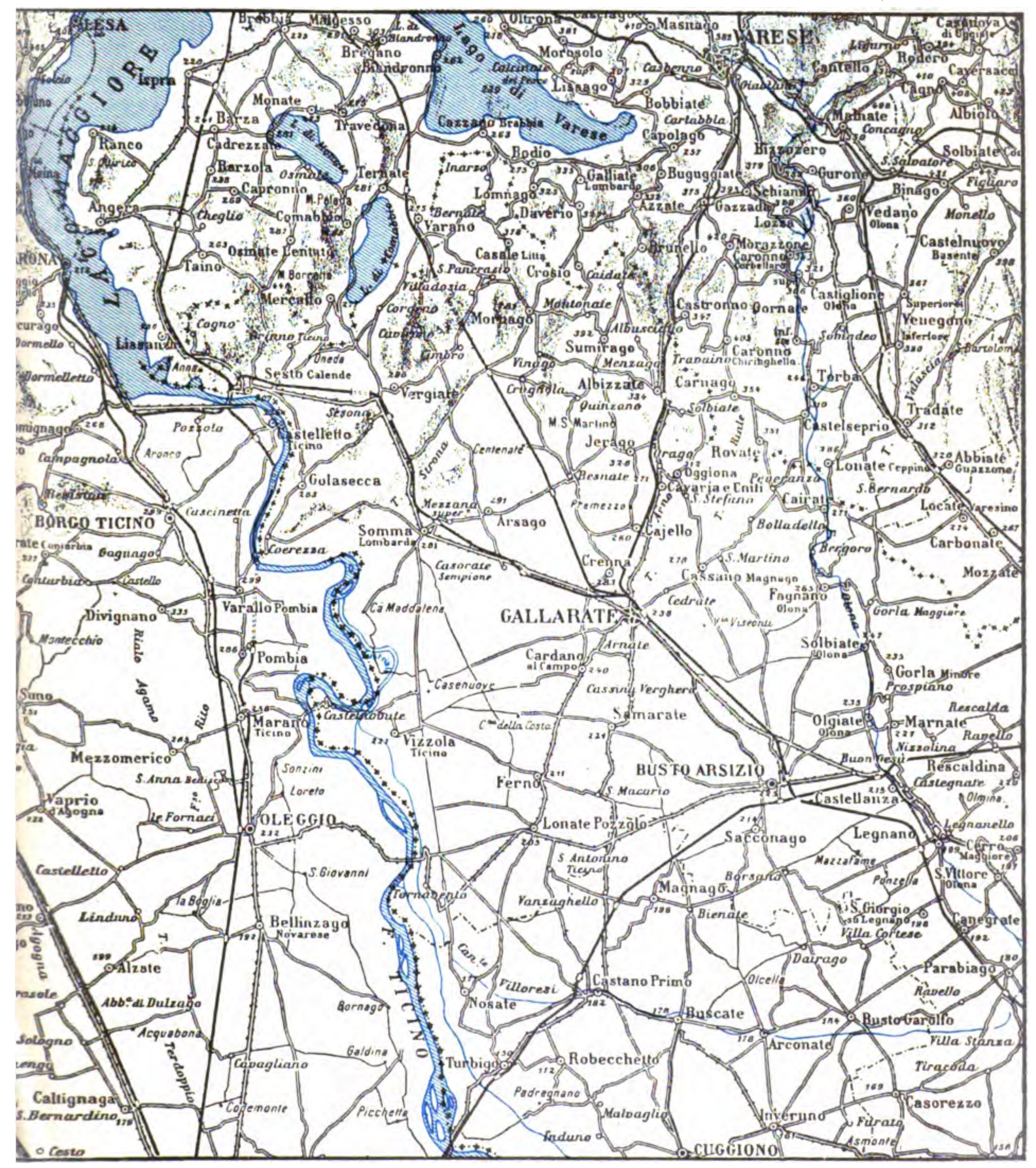
In ähnlicher Weise wie bei Olten-Aarburg soll bei dem projektierten Kraftwerk am Rhein[96]) des Kantons Schaffhausen verfahren werden. Bei den sogenannten kleineren Stromschnellen unterhalb Flurlingen sollen dem Rhein normal etwa 120 cbm/sek. entnommen und am rechten Ufer in einem 600,0 m langen, zum Teil in den Rhein eingebauten Werkkanal zu dem Niederdruckkrafthause geleitet werden. Die in den Turbinen verbrauchten Wassermengen sollen dem Flusse mittelst eines durch Schleusen regulierbaren Unterwasserkanals zurückgegeben werden und zwar je nach der im Rhein vorhandenen Wassermenge ober- oder unterhalb des Schaffhausener Wasserfalls. Das Gefälle des Niederdruckkraftwerkes wird zwischen 1,6 m und 3,55 m und die Kraftleistung zwischen 1920 PS_e und 3900 PS_e schwanken. Zur Vergrösserung der Kraftleistung während einiger Stunden um 2000 PS_e soll auf der Höhe des „Kohlfirstes“ ein Hochdruckbecken von 70000 cbm angelegt werden und in dieses Becken soll an Sonn- und Festtagen während 18 Stunden und an Werktagen während 8 Nachtstunden je 740 l/sek. Wasser unter Benutzung der nicht verwendbaren Wassermenge im Niederdruckwerk hinaufgepumpt werden, um diese Wassermengen in den Stunden des grösseren Kraftbedarfs in den Turbinen des Hochdruckwerkes wieder auszunützen. Es sollen veranschlagt sein: Die Niederdruckanlage mit 2280000 Frs.; die Hochdruckanlage mit 1300000 Frs.; der elektrische Teil mit 780000 Frs.

Eine andere interessante Lösung zur Aufspeicherung der während der Nachtzeit zur Verfügung stehenden, aber nicht voll ausnützbaren Wasserkräfte hat die Società Lombarda per distribuzione di energia elettrica in Mailand (S. 353) projektiert. Die genannte Gesellschaft hat bisher zwar die ihr in der Nacht in Vizzola und Turbigo zur Verfügung stehenden Wasserkräfte verhältnismässig gut ausnützen können, denn die durchschnittliche Benutzungsdauer jeder installierten PS_e hat im Jahre 1906 etwas mehr als 5000 St. betragen (vgl. Seite 526, Fussnote 6). Wenn aber das die Nachtarbeit der Frauen und Kinder verbietende italienische Gesetz (S. 342) erst vollkommen zur Durchführung gelangt sein wird, so ist wohl ein erhebliches Nachlassen des Stromkonsums während der Nachtstunden zu erwarten, denn es ist gerade die Hauptabnehmerin der Lombarda, nämlich die Textilindustrie, welche die meisten Frauen und Kinder beschäftigt. In der Nähe des Lago Maggiore (Abb. 227) liegen zwei kleine Seen, welche eine Höhendifferenz von 25,0 m gegeneinander besitzen. Der obere Lago di Monate hat eine Oberfläche von 2,5 qkm und liegt auf + 268,0 m, der untere Lago di Comabbio hat eine Oberfläche von 3,5 qkm und liegt auf + 243,0 m. Die Ufer der beiden Seen sind an der Stelle, wo sie sich am nächsten kommen nur rd. 1,0 km voneinander entfernt, und an dieser Stelle führt bereits die Hochspannungsfernleitung der Lombarda hindurch, welche die elektrische Energie von Turbigo und Vizzola nach der industriereichen Gegend um den Lago di Varese bringt. Die Lombarda projektierte nun an dem unteren Lago di Comabbio und zwar in Ternate die Errichtung eines Krafthauses mit zunächst vier Gruppen bestehend je aus einem Generator-Motor von 1250 KW-Leistung, einer Druckpumpe und einer Turbine. Mittelst der Pumpenanlage und eines Druckrohres sollten in der Nacht 1000000 cbm Wasser des unteren Sees auf die Höhe gedrückt und

96) Vergl. Elektrot. Zeitschr. 1906. S. 417.

von da in einen offenen Kanal in den Lago di Monate geführt werden. Letzterer würde dadurch während der Nacht um 0,40 m aufgestaut, der untere See um ca. 0,30 m

Abb. 227. Übersichtsplan betreffend die Ausnützung des Lago di Monate als Druckbecken. 1 : 200000.



gesenkt werden. Diese Wassermenge sollte dann für die 12 Tagesstunden zur Verfügung stehen. Der offene Kanal war mit einer Sohlenbreite von 8,0 m und einer normalen

Wassertiefe von 3,9 m projektiert. Eine Stunde für Arbeitspausen abgerechnet, bleiben 11 Arbeitsstunden am Tage, während welcher rd. 25 cbm/sek. verfügbar sein würden. Nach Abzug aller Reibungsverluste verblieben rechnungsmässig 23,0 m Nutzgefälle, welche bei ca. 80 % Nutzeffekt in den Turbinen ca. 6160 PS_e oder 4250 KW nutzbar abzugebende elektrische Energie an den Sammelschienen des Kraftwerkes in Ternate ergeben würden. Der Kanal und das Druckrohr sollten am Tage dazu dienen, das Wasser aus dem Lago di Monate in das Krafthaus am Lago di Comabbio zurückzuführen und die elektrischen Motoren, welche in der Nacht die Pumpen anzutreiben hätten, würden am Tage durch die Turbinen angetrieben werden und als Generatoren wirken.

Die Anlagekosten für das Krafthaus mit Saugkammer, motorischer und elektrischer Ausrüstung, Wohngebäude für die Bedienung etc., Druckrohr und Kanal sind mit rd. 2 300 000 Lire veranschlagt.

Die Anlieger an den Seen, welche gewisse Eigentumsrechte an denselben haben, sollten dadurch entschädigt werden, dass man ihnen 1000 KW für einen billigen, aber die Selbstkosten noch deckenden Preis lieferte. Zu beachten war bei der wirtschaftlichen Rentabilitätsberechnung, dass man in den Krafthäusern Vizzola und Turbigo verstärkten Nachtbetrieb einzuführen hätte und dass man in dem Krafthause Ternate **Tag- und Nachtbetrieb** haben würde, während man nur am Tage die Kraft an die Abnehmer liefern könnte. Von der in Vizzola oder Turbigo nächtlich erzeugten und nach Ternate geleiteten Energie würde während der 12 Tagesstunden an den Sammelschienen in Ternate nur ein Rest von rd. 40 % in Form elektrischer Energie wieder abgegeben werden können, während 60 % in der Fernleitung nach Ternate, in den Motoren, Druckpumpen, bei der Hebung des Wassers von einem See in den anderen, beim Rücklauf desselben in das Krafthaus, endlich in den Turbinen und Generatoren etc. verloren gehen würden.

Es müssten demnach, um 4250 KW am Tage in Ternate abgeben zu können in Vizzola/Turbigo nachts, ebenfalls während 12 Stunden, $\frac{4250 \cdot 100}{40} = 10\,600$ KW erzeugt werden. Hierzu würden an Betriebskosten aufzuwenden sein:

a) An direkten Betriebskosten (nach Tab. XI und XII S. 273 und 274 ad 26b Spalte 4) etwa:

$10\,600 \cdot 12 \cdot 360 \cdot \frac{0{,}0057}{0{,}81} =$ rd. — 322 000 Lire

Zur Erzeugung dieser Leistung würden 8 Maschinensätze zu je 2000 PS_e in Betrieb zu halten sein. Die Beschaffungskosten dieser 8 Sätze haben etwa betragen

1. Für die Turbinen:

$8 \cdot 2000 \cdot \frac{22{,}3}{0{,}81}$ (nach Tab. I S. 245 ad 11 Spalte 10) = 440 000 Lire

2. Für den elektrischen Teil:

$8 \cdot 2000 \cdot \frac{50}{0{,}81}$ (Tab. VIII S. 260) = 987 200 „

1 427 200 Lire

b) An indirekten Betriebskosten kämen also hinzu $\frac{1\,427\,200 \cdot 1{,}5}{100} =$ rd. — 21 400 „

Summa 343 400 Lire

Es würden ferner betragen die Betriebskosten in Ternate

c) An direkten Betriebskosten

$4250 \cdot 24 \cdot 360 \cdot \frac{0{,}0051}{0{,}81}$ (nach Tab. XIII S. 275 ad 26b Spalte 4) = rd. 231 200 Lire

d) An indirekten Betriebskosten für Verzinsung, Tilgung und Erneuerung der Anlage Ternate

$\frac{2\,300\,000 \cdot 8}{100} =$ 184 000 „

Summa 415 200 Lire

sodass schliesslich die Gesamtbetriebskosten betragen würden 758 600 Lire

Durch die ganze Kraft von 4250 KW, die wahrscheinlich in der Nähe von Ternate zu Pauschalpreisen pro KW und Jahr verkauft werden könnte, würde etwa, unter Berücksichtigung der Verpflichtung, 1000 KW an die Uferbesitzer zu Vorzugspreisen abgeben zu müssen, günstigstenfalls eine jährliche Gesamteinnahme von 800000 Lire erzielbar sein (S. 353). Der **Überschuss** würde daher rd. 41400 Lire betragen. Den gleichen Überschuss würde man durch Abgabe des Nachtstroms direkt in Vizzola/Turbigo erreichen können, wenn man daselbst pro KW und Jahr für den zwölfstündigen Nachtstrom nur einen Preis x von: $10600 . x - 343400 = 41400$; $x = \frac{384800}{10600}$ = rd. 36,3 Lire erzielte, d. h. also man brauchte für den Nachtstrom in Vizzola/Turbigo weniger als den **vierten** Teil des Durchschnittspreises für den Tagesstrom[97]) zu erzielen, um schliesslich den gleichen wirtschaftlichen Nutzen zu haben.

Es ist deshalb zweifelhaft, ob die Lombarda die projektierte Neuanlage zur Ausführung bringen wird, zumal ja auch die Anlieger am See Schwierigkeiten machen.

Dieses Beispiel zeigt, dass beim Projektieren derartiger **Druckbecken-Anlagen**, ebenso wie bei den Stauweiheranlagen, eine sorgfältige wirtschaftliche Berechnung im besonderen Masse notwendig ist, ehe man sich zur Ausführung entschliesst.

---

§ 2. Die Werkkanäle.

Hierzu Tafel LIII.

Die Besprechungen dieses Paragraphen sind gegliedert in:

a) Allgemeines,
b) Die Wahl des Gefälles und des Kanalprofils,
c) Der Einlauf und das Regulierungswerk,
d) Die Überläufe und die Ablaufkanäle,
e) Die Ablagerungsbecken,
f) Die Druckkammern, die Turbinenkammern und die Rechen,
g) Die Ausführung der Werkkanäle.

a) Allgemeines. Die Kosten eines Werkkanals hängen im wesentlichen von der Art und Grösse seines Querschnittes, von seiner Länge, sowie von der Art und Gestaltung des Terrains im Längsprofil ab. Die Art und Grösse seines Querschnittes hängt von der sekundlichen Wassermenge ab, welche den Turbinen zugeführt werden soll und seine Länge von dem Druckgefälle, welches man bei gegebenem Gefälle im Flusse durch den Werkkanal gewinnen will. Über beides, sekl. Wassermenge und Gefälle, wird bei den Vorarbeiten vorläufige Entscheidung getroffen sein und es sind in dieser Beziehung die §§ 4 und 5 des Kap. I zu vergleichen.

Anzustreben ist die Auffindung derjenigen Lösung, bei welcher eine gegebene Leistungsfähigkeit des Werkkanals in PS_e mit einem Mindestaufwand sowohl an Anlagekosten als auch an jährlichen Betriebskosten erzielt werden kann. Die Aufgaben, welche durch die Verschiedenartigkeit der Örtlichkeiten gestellt werden, sind so mannigfaltig und vielgestaltig, dass man allein durch eine mathematische Rechnung diese Minima nicht finden kann, vielmehr zugleich auf die Verwertung der bei ausgeführten Anlagen gemachten Erfahrungen angewiesen ist. Man muss durch allgemeine Überlegungen verschiedene Möglichkeiten der Lösung ausscheiden und zwischen den verbleibenden Möglichkeiten durch Vergleichsrechnungen die Entscheidung herbeiführen.

---

[97]) Die Durchschnittseinnahme pro KW und Jahr bei den Konsumenten gemessen hat nach S. 358 im Jahre 1905 bei zwölfstündiger Lieferung etwa 183 Lire betragen. wonach sich etwa ein Preis von rd. 147 bis 150 Lire am Schaltbrett des Krafthauses ergeben würde. (Die S. 353 angegebene Zahl 238 Lire anstatt 183 Lire beruht auf einem leider übersehenen Druckfehler.)

Ein generelles Projekt ist fast immer schon vor Erteilung der Konzession aufzustellen, da dieselbe nur in seltenen Fällen ohne ein solches zu erlangen sein wird.

Bei Werkkanälen, welche das Wasser aus grösseren Flüssen entnehmen, wird mitunter die Bedingung gestellt werden, dass sie zugleich auch der Schiffahrt zu dienen haben, auch wenn bislang keine Schiffahrt auf dem Flusse stattfand. Da die Bedingung der Schiffbarkeit von vornherein sowohl das Profil als auch die Linie des Werkkanals beeinflusst, so muss sich der projektierende Ingenieur in solchen Fällen bei den zuständigen Behörden erkundigen, welche Bedingungen etwa in bezug auf die Schiffahrt gestellt werden. Die Gewinnung von Kraft aus grossen Flüssen ist wirtschaftlich meistens nur an solchen Stellen möglich, wo entweder an einer Stufe ein Gefälle konzentriert ist oder wo ein Gefälle von mindestens 1:1500 bis 1:2000 (S. 118) vorhanden ist. Eine solche Stufe oder ein solches Gefälle ist aber der Schiffahrt hinderlich und so können unter Umständen durch den Bau eines Kraftwerkes zugleich die Interessen der Schiffahrt gefördert werden. Es wurde z. B. die Schiffbarkeit des Kanals konzessionsmässig vorgeschrieben bei der Anlage Vizzola für Barken bis zu 100 t (S. 343 und 345); bei der Anlage Marbach-Stuttgart gleichfalls für kleinere Fahrzeuge bis zu etwa 100 t, bei der Anlage Lechwerk für Fahrzeuge bis zu etwa 250—300 t; bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon für Schleppzüge von Schiffgefässen (S. 515). Bei der Anlage Sault St. Marie (Michigan V. St. A.) musste neben dem Werkkanal ein Schiffahrtskanal mit Schleusen für die grössten auf dem Lake Superior verkehrenden Dampfer angelegt werden (S. 551).

Bei der Jonageanlage wurde die Schleusenbreite mit 16,0 m, die Länge der Kammer mit 105,0 m, die Tiefe der Schleusenschwelle unter dem niedrigsten Wasserspiegel mit 2,50 m angenommen; beim Lechwerk die Kammerlänge zu 41,0 m, die Schleusenbreite zu 8,0 m und die niedrigste Wassertiefe über der Schwelle zu 1,5 m, bei Stuttgart die Kammerweite zu ∽ 4,5 m, die Kammerlänge zu ∽ 38,0 m, bei der Vizzola-Anlage die Kammerweite zu 6,50 m, die Kammerlänge zu 38,0 m, der niedrigste Wasserstand über der Schwelle zu 1,40 m.

Soll bei einem Werkkanal die Schiffahrt nicht durch animalische oder maschinelle Treidelei, sondern durch Fahrzeuge mit eigenem Motor und Schrauben oder Rädern stattfinden, so muss die Wassertiefe unter dem Schiffsboden mindestens 0,50 m betragen, anderenfalls können 0,25 m genügen. Im allgemeinen kann man annehmen, dass der Wasserquerschnitt des Kanals mindestens viermal grösser sein muss als der eingetauchte Querschnitt eines Kanalschiffes; dies ergibt bei einem Schiffe von 1,5 m Tiefgang und 6,0 m Breite, wenn man die Mindesttiefe unter dem Schiffsboden zu 0,5 m annimmt, bei zweifacher Böschung des Kanalprofils eine Sohlenbreite von 14,0 m und bei 1½facher Böschung eine solche von 15,0 m. Meistens werden noch Zuschläge zu den so ermittelten Breitenmassen von 1,0 bis 2,0 m vorgeschrieben. Bei Kammerschleusen wird man die Wassertiefe über der Schwelle lieber etwas grösser annehmen als die normale Wassertiefe im Werkkanal, damit späteren etwaigen Veränderungen in dem Tiefgang der Schiffsgefässe Rechnung getragen wird.

Die Länge eines Kanalschiffes beträgt meistens etwa das 7½fache der Breite und die Breite etwa das 4fache des Tiefgangs. Die Schleusenweite muss mindestens 2 × 0,25 m mehr als die grösste angenommene Schiffsbreite betragen.

Folgende Zahlentafel gibt Anhaltspunkte für die Hauptabmessungen von Schleusen und Kanälen, welche beim generellen Projekt zugrunde gelegt werden können, sofern nicht bereits ganz bestimmte andere Vorschriften bekannt sind.

	Oder-Spreekanal			
Tragfähigkeit des grössten Schiffes	500 t	400 t	200—250 t	100 t
Grösster Tiefgang des Schiffes	1,75 m	1,75 m	1,50 m	1,15 m
Mindeste Wassertiefe des Kanals	2,00 „	2,00 „	2,00 „	1,50 „
Lichte Weite der Schleusen	8,60 „	7,50 „	6,25—7,0 m	4,60 „
Mindeste Sohlenbreite des Kanals	—	15,00 „	12,50—14,0 m	9,20 „
Nutzbare Länge der Schleusen	55,00 „	55—58 m	48—57,5 „	≥ 35,00 „

Bei Kanälen, welche für Schiffe bis zu 100 t bestimmt sind, d. h. bei Schiffslängen bis zu 35,0 m, sind bei Krümmungen in der Kanalachse Halbmesser von 30,0 bis 40,0 m noch zulässig, solche

von 80,0 bis 100,0 m auf alle Fälle ausreichend. Bei grösseren Fahrzeugen wird man die Halbmesser zu 250 bis 500,0 m annehmen müssen. Wenn an einer Krümmung die Verkürzung des normalen Krümmungshalbmessers wünschenswert ist, kann man sich dadurch helfen, dass man eine entsprechende Erweiterung des Profils vornimmt.

Als Lichthöhe zwischen der Unterkante fester Brücken und dem höchsten Wasserspiegel im Kanal wird in Frankreich durchschnittlich 3,75 m, höchstens 4,0 m angenommen. In Deutschland wird meistens 4,0 m vorgeschrieben. So beträgt z. B. die Lichtweite beim neuen Teltow-Kanal 4,0 m. Es ist aber in Deutschland auch wohl eine Lichthöhe von 4,5 m verlangt worden.

Soll der Werkkanal gleichzeitig zur **Bewässerung** dienen, so wird natürlich das Projekt sowohl durch die hieraus sich ergebende Anforderung an die Wasserführung als auch durch die Stelle, wo das Wasser abzugeben ist, beeinflusst.

Aus den bei den Vorarbeiten gewonnenen Längsprofilen des Flusses und aus seinen Wasserspiegellinien bei den verschiedenen Wasserständen ergibt sich das höchste Rohgefälle, welches durch einen Werkkanal durchschnittlich pro lfm. gewonnen werden kann.

Wenn ein Wehr zur Erhöhung des Druckgefälles errichtet werden soll, so ist mit der gewählten Wehrstelle auch genau genug, wenigstens für das vorläufige Projekt, die Stelle des Einlaufs bestimmt; zweifelhaft könnte dann nur noch die Flusseite sein, auf welche der Werkkanal zu legen ist. Bezüglich der Wahl der Flusseite werden sich die zu beobachtenden allgemeinen Gesichtspunkte aus den Mitteilungen ergeben, welche bei der Besprechung der Auswahl der besten Linienführung weiter unten folgen. Bleiben Zweifel bestehen, so können auch in dieser Beziehung nur eine Veranschlagung der Anlagekosten und eine Betriebskostenberechnung die Entscheidung herbeiführen.

Wo ein Wehr nicht vorgesehen ist, die Ausmündung vielmehr aus einem See oder aus einem Flusse oberhalb einer Strecke mit starkem Gefälle erfolgt, wird das Studium der Karte in allen Fällen genügende Anhaltspunkte für die Wahl der Einlaufstelle geben. In erster Linie ist darauf zu achten, dass auch bei niedrigstem Wasser noch mit Sicherheit die gewünschte sekl. Wassermenge in den Kanal hineingelangen kann. Man wird aus dem letzterwähnten Grunde die Ausmündung des Kanals möglichst an eine Stelle legen, wo die Begrenzung des Ufers nach der Flussmitte zu konkav ist. Bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon hat man zur Sicherung des Wasserzuflusses bei N.W. in der Verlängerung der Achse des Kanaleinlaufs im Bette der Rhone eine 500,0 m lange Rinne mit 5 ‰ Sohlengefälle gebaggert, welche während des Betriebes von Zeit zu Zeit wieder aufgebaggert werden muss (Taf. XXXVIII, Fig. 7). Für schiffbare Kanäle ist andererseits darauf zu achten, dass die Richtungsänderung der Fahrzeuge möglichst in einer Wasserfläche mit mässiger Strömung stattfindet. Ist es bei einer Anlage ohne Wehr erforderlich, die für die Schiffahrt vorgeschriebenen Kammerschleusen bereits nahe beim Einlauf anzulegen, so muss zwischen den oberen Schleusentoren und dem Flusse wenn möglich Platz für einige Schiffe, mindestens aber für eine volle Schiffslänge vorhanden sein.

Aus dem Rohgefälle, welches man für ein Kraftwerk bei einer gegebenen Flussstrecke durch einen Werkkanal gewinnen will, ergibt sich zunächst auch ungefähr die Stelle, wo das Triebwasser der Turbinen wieder in den Fluss ausmünden muss. In den meisten Fällen ist hiernach auch die genauere Ausmündungsstelle aus dem Studium der Örtlichkeit leicht zu finden. Bei der Auswahl für die Ausmündungsstelle und bei der technischen Gestaltung derselben ist zu beachten, dass durch das ausströmende Wasser ein Stau in dem Flusse möglichst vermieden wird und dass die Mündung nicht versanden kann (vgl. die Anlage Wangen S. 431 und Taf. XXIII, Fig. 1). Man wird deshalb die Ausmündung tunlichst spitzwinklig zur Flussachse anlegen und bei gekrümmten Fluss-

läufen an einer Stelle, wo die Uferbegrenzung konkav ist und wo nach den bei den Vorarbeiten gemachten Beobachtungen die geringsten Ablagerungen von Geschiebe und Sinkstoffen stattfinden (vgl. z. B. Anlage Vizzola S. 345 und Taf. I, Fig. 1). Auch die Beschaffenheit des der Ausmündung gegenüberliegenden Ufers ist in Betracht zu ziehen, namentlich wenn es sich um grosse Betriebswassermengen handelt, und zwar mit Rücksicht auf Uferbefestigungsarbeiten, welche unter Umständen notwendig werden und die Gesamtkosten ungünstig beeinflussen könnten.

Bei Verschiebung der Ausmündungsstelle nach oben oder unten sind neben der überschläglichen Berechnung der Anlagekosten auch die Gewinne oder Verluste an Gefälle zu berücksichtigen, bei deren Bewertung der Bedarf an Kraft und der Preis, zu welchem man die PS_e nutzbar verwenden kann, eine wichtige Rolle spielen.

Sind Einlauf und Ausmündung festgestellt, so handelt es sich um die richtige Wahl der Linie zwischen beiden. Im allgemeinen wird die kürzeste Strecke die beste sein. Aber die Wahl der kürzesten Strecke ist oft aus anderen Gründen nicht möglich. Es sind u. a. die Überführung von Wegen, Strassen und Eisenbahnen, die Kreuzung von Bächen oder Kanälen, die Umgehung von Ortschaften, Gehöften und einzelnen Gebäuden, das Durchschneiden gewisser Grundstücke an bestimmten Stellen wegen der Höhe des Grunderwerbs zu berücksichtigen. Kann man schon nach dem Augenschein die schlechte Beschaffenheit des Untergrundes an einer im Zuge der kürzesten Linie befindlichen Stelle beurteilen, so wird ebenso unter Umständen von vornherein ein Abweichen von der kürzesten Linie geboten sein.

Aus dem vorläufig gewählten Profil des Werkkanals kann man überschläglich die Grösse des Grunderwerbs bei verschiedenen Höhen der Sohle unter oder über der Terrainlinie bestimmen und so diesen mitunter sehr wichtigen Faktor bei der Auswahl der besten Linienführung schon von vornherein mit in Betracht ziehen.

Im allgemeinen ist der Einschnitt dem Auftrage vorzuziehen, weil die Standsicherheit des Kanals im Einschnitt grösser und die Dichtigkeit leichter zu erzielen ist. Andererseits kann es ganz erwünscht sein, dass das Profil nur im unteren Teile im Einschnitte liegt, im oberen Teile aber durch Dämme eingefasst ist oder dass im Laufe der Linie Einschnitt mit Auftrag wechselt, damit man den im Einschnitt gewonnenen Boden mit möglichst kleinen Transportlängen unterbringen kann. Bei der Anlage Vizzola und dem ersten Lose des Kanals Jonage-Cusset-Lyon (S. 509) glichen sich Auftrag und Abtrag gut aus. Bei der Anlage Turbigo musste man auf der untersten Strecke des Werkkanals (Taf. IV, Fig. 2) und bei der Anlage Lechwerk fast auf der ganzen Länge des Unterwasserkanals den Boden seitlich aussetzen (Abb. 134, S. 559). Ist das seitliche Aussetzen von Bodenmassen nötig, so muss dieser Umstand beim Grunderwerb berücksichtigt werden.

Grössere Aufträge in Boden als 3,0 m bis höchstens 4,0 m zwischen der Sohlenlinie des Kanals und Terrain wird man bei einem Profil zwischen Dämmen im allgemeinen vermeiden, weil die Dichtung schwierig wird und man nachträglich Sackungen befürchten muss, die immer für einen Kanal gefährlich bleiben.

Kann man durch Verschiebung der Linie eine höhere Lage der Kanalsohle über Terrain nicht vermeiden, so muss man den Damm entweder **zwischen sicher fundierten Mauern einfassen** oder den Werkkanal in eine **Kanalbrücke** überführen oder durch eine **Dückeranlage** die Stelle überwinden.

Bei geneigtem Terrain kann es häufig gelingen, die Linienführung so zu finden, dass sich Auftrag und Abtrag im Profil direkt ausgleichen, und es werden alsdann die

Produkte aus den zu bewegenden Massen und den Transportwegen ein Minimum, d. h. die Ausführung des Profils wird am billigsten. Diese Betrachtung hat besonders bei solchen Anlagen eine grosse Bedeutung, wo an einem felsigen Hang das Profil des Werkkanals so eingeschnitten werden kann, dass der Ausbruch genügt, um mit den gewonnenen Bruchsteinen die abwärts gelegene Mauer des Kanalprofils zu errichten und mit dem Schutt den Winkel zwischen dieser Mauer und der Terrainneigung so auszugleichen, dass die Sohle annähernd horizontal wird (vgl. z. B. die Querprofile der Anlage Funghera, Taf. X, Fig. 4 bis 7). Man hat hierbei aber darauf zu achten, dass von der Hangseite kein Boden durch Regenfälle in den Werkkanal hineingespült werden und dass nicht bröckliges Gebirge in den Kanal stürzen kann. Gegebenenfalls sind Trockenmauern und andere Schutzmittel — unter Umständen die völlige Abdeckung — mit zu veranschlagen.

Geht der Kanal durch einen Wald, so ist zu beachten, dass er wegen des Laubfalles abzudecken ist.

Kreuzungen mit Gebirgsbächen, welche bei H.W. viel Gerölle und Geschiebe führen können, sind möglichst ganz zu vermeiden und es kann dieser Gesichtspunkt mitunter allein entscheidend sein für die Wahl der Flusseite, auf welcher man den Kanal anzulegen hat (vgl. z. B. die Anlage Morbegno S. 386). Muss die Kreuzung aber stattfinden, so ist der Kanal wenn irgend möglich unter diesen Bach hindurchzuführen, wie bei der Anlage St. Maurice-Lausanne (S. 456).

Bei der Anlage Livet wurde die Linie des Werkkanals, um nicht Schluchten, in welchen häufig Lawinen zu Tale gehen, kreuzen zu müssen, in den Berg hinein verschoben (S. 529).

Kleinere Bäche, welche kein Geschiebe führen, können entweder in den Kanal hinein- oder überweg- oder unterdurch geleitet werden und bilden im allgemeinen keine Schwierigkeiten.

Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, dass die Linie möglichst Stellen vermeidet, **an welchen Rutschungen zu befürchten sind.** Wo Zweifel bestehen, müssen genaue Schürfungen oder Bohrungen gemacht werden, um festzustellen, wie tief die Schichten liegen, auf welchen das Terrain rutschen kann und welche Mittel dazu erforderlich sind, um dasselbe trocken zu legen. Die Veranschlagung der Kosten für solche Stellen bleibt unsicher und es haben sich beim Bau oft unangenehme Überraschungen herausgestellt (vgl. z. B. die Kanalstrecke „Am Fahrhöfli" der Anlage Wangen S. 427).

Liegt der Kanal im Tunnel, so spielt für die Wahl der Linie die zur Verfügung stehende Arbeitszeit eine erhebliche Rolle. Man kann bei Tunnelarbeiten je nach der Beschaffenheit des zu durchbohrenden Gebirges, welche man aber von vornherein nicht mit Sicherheit festzustellen vermag, immer nur auf einen Fortschritt des vollen Ausbruchs von etwa 0,50 m bis höchstens 2,50 m pro Tag rechnen. Die Querschnittsfläche des Ausbruches, die Geschicklichkeit der Arbeiter, die Vollkommenheit der verwendeten Geräte und Maschinen beeinflussen natürlich die Länge des täglichen Vortriebs. Deshalb wird es häufig notwendig, bei einer längeren Tunnelstrecke durch Seitenstollen mehrere Angriffspunkte zu schaffen und zu diesem Zwecke von der kürzesten Linie abweichend die Linie des Tunnels mehr nach dem Flussbette zu verschieben. Bei der Anlage Morbegno hätte man durch geradlinige Verbindung des Einlaufs und der Druckkammer die Länge des Werkkanals, welcher ganz als Tunnel auszubrechen gewesen wäre, erheblich verkürzen können (Taf. XVI, Fig. 1). Man hätte dadurch an Gefälle gewonnen, und die Anlagekosten wären billiger geworden. Dagegen wäre eine viel längere Herstellungs-

zeit erforderlich gewesen als bei der ausgeführten nach dem Hange zu verschobenen Linie. Durch diese Verschiebung sind eine grosse Anzahl Angriffsstellen entstanden, da nunmehr die einzelnen Tunnelstrecken mit offenen Kanalstrecken abwechselten. Man konnte aber auch noch an der längsten Tunnelstrecke von 770,0 m (S. 391) zwei Seitenstollen anlegen (Abb. 227 und 228) und hierdurch eine weitere Verkürzung der Zeit für die Herstellung der Strecke und zugleich den Vorteil einer erheblichen Verkürzung des Transportweges für den Ausbruch erzielen.

Abb. 228 a. Seitenstollen der Anlage Morbegno.



Bei dem Werkkanal des Kubelwerks schuf man für die 4626,0 m lange Tunnelstrecke von 4 qm Ausbruch durch 3 Seitenstollen 8 Angriffspunkte (S. 409 und Taf. XX, Fig. 1).

Bei der Anlage La Dernier-Vallorbe wurden für eine Gesamttunnellänge von 2632,0 m durch 6 Seitenstollen im ganzen 14 Angriffsstellen geschaffen (S. 464 und Taf. XXX, Fig. 1).

Bei der Anlage Jajce war die kürzeste Verbindung des Einlaufs mit dem Fluss, in den das Betriebswasser zurückzuleiten war, durch einen Tunnel von 1,7 km zu erzielen. Da man aber Seitenstollen auf dieser Strecke nicht anlegen konnte, wählte man doch eine 3103,3 m lange Linie des Werkkanals, auf welche aber 15 kurze Tunnelstrecken mit insgesamt nur 946,7 m Länge entfielen (S. 493 und Taf. XXXV, Fig. 1).

Abb. 228 b. Seitenstollen der Anlage Morbegno.



Bei der Urft-Talsperre konnte man für den 2800,0 m langen Druckstollen Seitenstollen nicht anlegen und infolgedessen erforderte die Fertigstellung des Stollens eine Bauzeit von 2½ Jahren (S. 587/588).

Von Einfluss auf die Linienführung des Werkkanals sind dann noch die günstigste Lage des Krafthauses, der Ablagerungsbecken, der Überläufe und die Lage eines etwa anzulegenden Stauweihers. Wegen der günstigsten Lage des Krafthauses wird auf Kap. III, § 6 verwiesen. Die Ablagerungsbecken werden im Abschnitt e, die Überläufe im Abschnitt d dieses § besprochen und wegen der Stauweiher ist im § 1 C alles Erforderliche mitgeteilt. Erwähnt sei hier nur, dass man bei den Ablagerungsbecken und den Überläufen die Länge der Ablaufkanäle zu berücksichtigen hat, denn die hierfür aufzuwendenden Kosten werden im allgemeinen desto kleiner je kürzer diese Kanäle sein können und um so weniger eine Befestigung ihrer Sohle und ihrer Böschungen erforderlich wird. Wenn man das Spül- und Überlaufwasser wie z. B. bei der Anlage Hafslund (S. 482) über Felsen ohne alle künstlichen Bauwerke direkt in den Flusslauf stürzen lassen kann, so ist das natürlich der einfachste Weg.

Bei einer Wasserspiegeldifferenz bis zu 15,0 m kann man unter Umständen das Wasser des Werkkanals direkt in die Turbinenkammern führen. Wird das Gefälle grösser, so muss das Triebwasser den Turbinen mittelst Druckleitungen zugeführt werden. Meistens kann man ohne weiteres aus der Örtlichkeit erkennen, wo der offene Werkkanal aufzuhören und die Druckleitung zu beginnen hat. In zweifelhaften Fällen muss man schon beim generellen Projekt einen vergleichenden Kostenüberschlag machen, um zu finden, an welcher Stelle man am vorteilhaftesten die Druckleitung beginnen lässt.

Bei der Anlage Fure et Morge musste die Wasserführung vom Einlauf bis zum Krafthause längs des flachen Ufers des Drac erfolgen und man hat deshalb, um einen Brückenkanal zu vermeiden, nur einen rd. 600,0 m langen Werkkanal gemacht und die übrige Entfernung durch eine 4700,0 m lange Druckleitung überwunden (S. 538).

Bei der Anlage der Ontario Power Co. (Taf. XLIV, Fig. 1 und S. 543) führten die Schwierigkeit des Grunderwerbs und die Höhenverhältnisse des Terrains dazu, auf einen offenen Werkkanal ganz zu verzichten und die 1850,0 m lange Strecke zwischen dem Einlaufbecken und dem Krafthause durch Druckrohrleitungen aus Stahl zu überwinden.

In einer offenen Kanalstrecke können Wasserverluste eintreten durch Verdunstung, Versickerung und Eisbildung.

Die Verluste durch Verdunstung spielen für Werkkanäle keine beachtenswerte Rolle.

Beim Lechwerk-Gersthofen hat z. B. der Oberwasserkanal eine Länge von 2965,3 m und eine durchschnittliche Spiegelbreite von 33,0 m, also eine Oberfläche von 97854,9 qm. Die Verdunstungen im Unterwasserkanal sind für den Betrieb ohne Belang. Selbst wenn man eine höchste Verdunstung von 10 mm in 24 Stunden annimmt, so ergibt das nur eine Verdunstungsmenge von 978,5 cbm, während durch den Kanal in 24 Stunden normal $86400 \times 50 = 4320000$ cbm fliessen. Durch Verdunstung im Werkkanal könnten also höchstens in 24 Stunden unter den ungünstigsten Umständen 0,023 % der Wassermengen und bei klimatischen Verhältnissen Deutschlands jährlich höchstens 0,006 % verloren gehen. Es würden unter der gemachten Annahme $\frac{978,500}{86400}$ = rd. 11,4 l/sek. verdunsten, mit welchen man bei 10,0 m Druckgefälle: $0,0114 \cdot 10 \cdot 10 = 1,1$ PS_e leisten könnte, sodass man in 24 Stunden an der Kraftleistung ungünstigstenfalls 27 PS_e-Stunden mit einem Wert von weniger als 1 Mk. einbüssen würde.

Die Verluste durch Versickerung können bedeutend sein, wenn in ungenügender Weise für die Dichtung der Kanalsohle und der Böschungen Sorge getragen wird.

Es sind z. B. von den 62 cbm/sek., welche früher bei Tornavento aus dem Tessin in den Naviglio Grande geflossen sind, nach einer Kanalstrecke von 50 km Länge in Mailand oft nur 7 cbm/sek. angekommen. Von der Differenz wurde etwas mehr als die Hälfte für Bewässerungszwecke verwendet, der Rest ging aber durch Versickerung verloren.

Bei dem rd. 42,87 km langen Zuleitungskanal des Beckens von Bouzey (Frankreich) (S. 740), von dem rd. 33 km in Erde mit einem Gefälle von 1 : 10000 als Hangkanal, der Rest teils in Mauerwerk, teils als Tunnel und 1000 m als Siphon ausgeführt sind, kamen im Oktober 1885 von 210000 cbm am Einlauf nur 70000 cbm in Bouzey an. Nach umfangreichen Dichtungsarbeiten durch Auflösung von Ton im Kanal kamen im Mai des nächsten Jahres von 140000 cbm am Einlauf 90000 cbm in Bouzey an [1]).

Derartige Wasserverschwendungen sind bei modernen Triebwerksanlagen unzulässig, vielmehr werden grundsätzlich diejenigen Massregeln zu treffen sein, welche die Versickerungsverluste auf ein für den Betrieb bedeutungsloses Mass einschränken.

Man hat wohl bei gut angelegten Schiffahrtskanälen in Boden ohne feste Böschungsbekleidung bei 2,0 bis 2,5 m Wassertiefe mit Versickerungsverlusten von höchstens 40 mm Wasserhöhe pro 24 Stunden gerechnet. Da es sich aber bei einem Werkkanal um ein fliessendes Gewässer handelt, so würde auch selbst ein solcher Verlust für den Betrieb keine erhebliche Rolle spielen, denn bei dem obigen Beispiel des Lechwerk-Kanals würde der Verlust durch Versickerung nur 0,092 % betragen. Bei Kanalprofilen, welche mit einer gut ausgeführten Betonlage gedichtet sind, lassen sich nennenswerte Versickerungen überhaupt ganz vermeiden.

Auch die Wasserverluste durch die Eisbildung können vernachlässigt werden. Dagegen spielt die Eisbildung in bezug auf die Unterhaltung der Werkkanäle und auch in bezug auf die Betriebskosten eine wichtige Rolle. Bei Profiltiefen von 1,5—2,0 m und mehr wird sich, wenn die Geschwindigkeit 1,50 m/sek und mehr beträgt, bei den

[1]) Ziegler: Der Talsperrenbau 1900. S. 22, Teil I.

klimatischen Verhältnissen in Deutschland eine geschlossene Eisdecke auch bei strengstem Frost nicht mehr bilden (S. 135). Bei kleineren Wassertiefen und geringeren Geschwindigkeiten ist aber die Bildung einer Eisdecke möglich und unter Umständen erwünscht und es muss deshalb bei Ausbildung des Kanalprofils darauf Rücksicht genommen werden, damit das Eis die Uferbefestigungen nicht zerstören kann. Aber wenn auch keine den Fluss oder den Kanal überspannende Eisdecke entsteht, so kann immerhin Stückeis entstehen, welches ebenso wie das Grundeis sehr unliebsame Störungen an den Rechen der Druck- und Turbinenkammern hervorrufen kann, indem es dieselben verstopft. Sowohl im Abschnitt b als auch im Abschnitt f dieses § wird hierauf noch etwas näher zurückzukommen sein. Erwähnt sei hier nur, dass die Bildung sowohl von Grundeis als auch von Stückeis durch einen rauhen benetzten Umfang begünstigt wird. Glatte Profilwände wirken der Eisbildung entgegen. Je grösser die Wassertiefe in einem Kanalprofil ist um so weniger leicht wird sich Stückeis an der Oberfläche und Grundeis an der Sohle und den Uferwandungen bilden.

Nach diesen Gesichtspunkten wird man zunächst in einer möglichst guten topographischen Karte mit genügenden Höhenkurven eine Linienführung aufsuchen und danach ein Längenprofil auftragen. Sind genügende Angaben über die Bodenbeschaffenheit und über die Höhe des Grundwasserspiegels — letzterer kann unter Umständen wegen der Kosten der Erdarbeiten (Baggerarbeiten, Wasserhaltung) eine Rolle spielen — nicht vorhanden, so muss man Schürflöcher oder Bohrlöcher möglichst bis zu 2,0 bis 3,0 m unter die künftige Kanalsohle machen und genaue Notierungen über die Beschaffenheit des durchschnittenen Bodens und die Lage des Grundwasserspiegels aufnehmen, sowie die gewonnenen Resultate in Querprofilen festlegen. Zur Feststellung des Masses der Durchlässigkeit des Bodens sind im Zweifelsfalle in einzelnen Querprofilen reihenweise bis zum Flusse hinab, nötigenfalls bis zu Tiefen von 1—2,0 m unter die Ordinate der Flussohle reichende Bohrlöcher zu machen, aus denen man das Gefälle des Grundwasserspiegels nach dem Flusse zu erkennen kann. Je kleiner das Gefälle des Grundwassers gefunden wird, um so grösser wird man die Durchlässigkeit des Bodens annehmen können. Allerdings genügen in dieser Beziehung keineswegs einmalige Messungen, da das Gefälle des Grundwasserspiegels auch von der Höhe der Niederschläge abhängt, welche in den Tagen beziehungsweise Wochen vor der Beobachtung gefallen sind. Wenn derartige umfangreiche Feststellungen im Verhältnis zu den Gesamtbaukosten zu kostspielig werden, so muss man sich mit einer kleinen Anzahl von Bohrlöchern in der Sohlenlinie und rechts und links vom Kanalprofil etwa im Abstand von 20,0 bis 30,0 m begnügen, in denen man alsdann grössere Wasserspiegeldifferenzen künstlich herstellt und den Wasserstand in den einzelnen Bohrlöchern beobochtet. Hierbei wird es zweckmässig sein, die Seitenwände einiger Bohrlöcher unausgekleidet zu lassen, diejenigen anderer des Vergleichs wegen aber mit Eisen oder Beton auszukleiden. Je nach dem Fallen des Spiegels in dem mit höherem Wasserstande versehenen Bohrloch in einer gewissen Zeit (24 Stunden) und dem Steigen des Wassers in dem Bohrloch mit dem niedrigen Spiegel wird man auf das Mass der Durchlässigkeit gewisse Schlüsse ziehen können und danach die Massregel zur Dichtung der Sohle und der Böschungen einzurichten haben. Solche Versuche wurden z. B. bei der Anlage Avignonnet gemacht (S. 497).

Um in das aufgetragene Längsprofil des Terrains eine angenähert richtige Sohlenlinie des Werkkanals eintragen zu können, muss man eine vorläufige Wahl der Querprofile und der Wasserspiegel- und Sohlengefälle treffen (vgl. Abschnitt b). Alsdann wird man daran gehen, sofern die Linienführung des Kanals nicht durch andere Gesichtspunkte völlig festgelegt ist, vielmehr eine seitliche Verschiebung der Linie noch Erspar-

nisse an Anlagekosten und Verbesserungen in der Wasserführung erwarten lässt, für verschiedene Höhen der Sohlenachse des Kanals über oder unter Terrain die Massen des Abtrags und des Auftrags zu ermitteln und diese Ermittlungen in einer Tabelle zusammenzustellen. Hierbei sind sowohl im Auftrag wie im Abtrag die einzelnen Bodensorten getrennt in: fruchtbare Erde, Sand, Kies, sandiger Lehm oder Ton, reiner Lehm und Ton aufzuführen. Bei starker Querneigung des Terrains wird man Dämme möglichst vermeiden wegen der Schwierigkeit und Kostspieligkeit der Dammbasis einen sicheren Anschluss zu verschaffen, vielmehr werden hier, wenn man das Profil durch seitliche Verschiebung der Linie nicht mehr in den Einschnitt zu verlegen vermag, in der Regel Profile mit einseitiger oder beiderseitiger Mauer zu wählen sein. Um sich über die Massen von Auftrag und Abtrag und über die Massen der Kanalmauern, Futtermauern, Stützmauern, der Bekleidungen von Böschungen und Sohle etc., welche unter Zugrundelegung eines gewählten benetzten Querschnittes bei verschiedenen Querneigungen und verschiedenen Höhenlagen der Kanalsohlen-Mittellinie über oder unter Terrain zu bewegen resp. herzustellen sind, ein möglichst genaues Bild zu machen, wird man eine Reihe für den gegebenen Fall passender Normalprofile entwerfen, hiernach die Massen berechnen und die Resultate in Tabellen zusammenstellen. In der Regel kommen für ein Projekt nur wenige Profilarten überhaupt in Frage, da es sich bei Werkkanälen doch in sehr seltenen Fällen um Längen bis zu höchstens 20 km, in der Regel um weniger als 10 km handelt. Aus diesen Tabellen werden sich diejenigen Höhen des Terrains in der Mittellinie des Kanals ergeben, für welche pro lfm die Kosten des Werkkanals bei einer bestimmten Querneigung des Terrains die kleinsten sind, und man wird nun mit Hilfe dieser Ermittlungen auf dem Plane eine neue verbesserte Linienführung des Kanals aufsuchen und abermals ein Längenprofil auftragen. Am zweckmässigsten macht man sich für die verschiedenen Profiltypen doppelte Masstäbe (sogenannte Profilmasstäbe) derart, dass neben einem Masstabe für die Höhen des Längenprofils sich Masstäbe für die Bodenmassen — und zwar getrennt für den Auftrag und Abtrag — sowie für die Massen der Ufermauern, Futtermauern, Stützmauern, Bekleidungen der Böschungen und Sohle etc. befinden, sodass man durch Anlegen des Masstabes an die Sohlenlinie des Längsprofils die Massen ablesen kann [2]).

In einem Massen-Längsprofil werden dann die Resultate dieser Ablesungen aufgetragen, um daraus die Transportwege der Bodenmassen beim Ausgleich zwischen Auftrag und Abtrag ermitteln zu können und um daraus die Unterlagen für die beste Arbeitsdisposition und die Teilung der einzelnen Strecken in Arbeitslose zu gewinnen.

In einem zweiten Massenprofile würden dann die Massen der Kanalmauern, Futtermauern, Stützmauern und der Bekleidungen von Sohle und Böschungen darzustellen sein, damit man auf Grund dieser Darstellung die kürzesten Transportwege für den Zement, hydraulischen Kalk, Schotter, Kies und Sand etc. erkennen und die Lagerplätze an den bestgeeignetsten Stellen anlegen kann, es sei denn, dass in letzterer Beziehung die Verhältnisse so einfach liegen, dass Zweifel überhaupt nicht entstehen können. Die Ermittlung der Massen zwischen zwei um l m auseinanderliegender Profile erfolgt genau genug in der Weise, dass man das Mittel aus den beiden Profilen mit der Länge l multipliziert.

Für Wasserhaltung und für ausserordentliche Arbeiten, wie Anlegung von Wegen, von Wege- und Eisenbahnüberführungen [3]), für Unter- oder Überführung von Wasser-

[2]) Vergl. Handbuch der Ing.-Wissenschaften. I. Teil. Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Strassen- und Tunnelbau, 1. Band. L. Oberschulte-Vorarbeiten, herausgegeben von L. v. Willmann. S. 157 u. ff. 1904.

[3]) Wegen Preisangaben vergl. Handbuch der Ing.-Wissenschaften. I. Teil. L. Oberschulte, herausgegeben von L. v. Willmann. 1. Band. Vorarbeiten für Eisenbahnen und Strassen. 1904. S. 176 u. ff.

läufen, für die Anlegung von Schiffsschleusen etc. sind dann besondere, zunächst überschlägliche, später endgültige Kostenanschläge anzufertigen, worauf an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden kann. Man wird auf diese Weise im Zweifelsfalle verschiedene Linienführungen des Kanals überschläglich veranschlagen und so die beste Lösung herausfinden.

Für die Aufstellung überschläglicher Kostenanschläge können die nachfolgenden Angaben dienen:

Tabelle I[4]).

Preise der Bodengewinnung einschliesslich Ladung (bei einem Lohnsatz von 30 Pf. pro Arbeitsstunde).

Bodenar	Arbeitsaufwand pro cbm in Stunden	Kosten pro cbm der			Gesamtkosten, abgerundet in Pf.
		Arbeitsleistung in Pf.	Geräte Pf.	Sprengmaterialien Pf.	
1. Loser Sand, Damm etc.	0,5—1	15—30	—	—	20—35[5])
2. Leichter Lehm, feiner Kies etc.	1—1,6	30—48	5	—	35—56
3. Schwerer Lehm und Ton, Mergel, fester grober Kies	1,6—2,4	48—72	6	—	54—80
4. Trümmergestein und Gerölle kleinbrüchiger Schiefer etc.	2,4—3,2	72—96	8	—	85—105
5. Felsen, welcher nicht mit Spitzhacke und Brecheisen zu lösen ist	3,2—4	96—120	10	—	112—140
6. Felsen, welcher gesprengt werden muss	3,5—6	105—180	10—15	15—30	135—230
7. Sehr fester, schwer schiessbarer Felsen der ältesten Formationen	6—8	180—240	15—20	30—50	230—330

Tabelle II[6]).

Preise für die Beförderung auf Schienengleisen (für mittlere Bodenklassen bei wagerechter Bahn).

Art der Beförderung	Förderweite m	Förderpreise einschl. Unterhaltung der Gleise, Schmieren der Wagen und Vor- und Unterhaltung der Förderwagen, aber ausschliesslich Vorhltg. der Förderbahn pro cbm in Pf.	für ein Kubikmeter Boden in Pfennigen einschl. Vorhaltung der Förderbahn bei einer Gesamtfördermasse Q von											
			1000 cbm	2000 cbm	3000 cbm	5000 cbm	10000 cbm	20000 cbm	30000 cbm	50000 cbm	100000 cbm	150000 cbm	200000 cbm	300000 cbm
1. Durch Menschen (Kosten der Gleise für einen Meter 100 Pfennige)	50	13	24	18	16	15	14	14	13	—	—	—	—	—
	100	15	31	23	20	18	17	16	16	—	—	—	—	—
	200	18	45	31	27	23	21	19	19	—	—	—	—	—
	300	21	49	40	34	29	25	23	22	—	—	—	—	—
	400	24	73	48	40	34	29	27	26	—	—	—	—	—
	500	26	86	56	46	38	32	29	28	—	—	—	—	—
	600	29	100	64	53	43	36	33	32	—	—	—	—	—
	700	32	114	73	59	48	40	36	35	—	—	—	—	—
	800	35	128	81	66	54	44	40	38	—	—	—	—	—
	900	38	142	90	73	59	48	43	41	—	—	—	—	—
	1000	41	156	98	79	64	52	47	45	—	—	—	—	—
	1200	47	183	114	93	74	60	53	50	—	—	—	—	—

[4]) L. v. Willmann, Ausführung der Erd- und Felsarbeiten. Handb. d. Ing.-Wissensch. 1905. I. Teil. 2. Bd. S. 35 u. 106.

[5]) Diese Preise können bei grösseren Ausführungen, wo die Bodengewinnung und Verladung auf maschinellem Wege durch Trockenbagger und Exkavatoren erfolgen kann, erheblich reduziert werden.

[6]) Die ad 1, 2 und 3 angenommenen Kosten der Gleise für 1 lfm. sind so zu verstehen, dass

Fortsetzung von Tabelle II.

Art der Beförderung	Förderweite m	Förderpreise einschl. Unterhaltung der Gleise, Schmieren der Wagen und Vor- und Unterhaltung der Förderwagen, aber ausschliesslich Verhltg. der Förderbahn pro cbm in Pf.	für ein Kubikmeter Boden in Pfennigen einschl. Vorhaltung der Förderbahn bei einer Gesamtfördermasse Q von											
			1 000 cbm	2 000 cbm	3 000 cbm	5 000 cbm	10 000 cbm	20 000 cbm	30 000 cbm	50 000 cbm	100 000 cbm	150 000 cbm	200 000 cbm	300 000 cbm
2. Durch Pferde (Kosten der Gleise für einen Meter 150 Pfennige)	200	18	—	—	—	31	24	21	20	19	19	18	—	—
	300	20	—	—	—	36	28	24	22	22	21	20	—	—
	400	22	—	—	—	41	31	27	24	24	23	22	—	—
	500	23	—	—	—	46	34	29	27	26	25	24	—	—
	600	25	—	—	—	51	38	31	29	28	27	26	—	—
	700	27	—	—	—	56	42	34	32	30	29	28	—	—
	800	29	—	—	—	61	45	37	34	32	31	30	—	—
	900	30	—	—	—	66	48	39	36	34	32	31	—	—
	1 000	32	—	—	—	71	51	41	38	36	34	33	—	—
	1 200	35	—	-	—	81	58	46	43	40	37	37	—	—
	1 400	39	—	—	—	91	65	52	47	44	41	41	—	—
	1 600	42		-	—	101	72	57	52	48	45	44	—	—
	1 800	46		-	—	111	79	62	57	52	49	48	—	—
	2 000	49	—	—	—	121	85	67	61	56	58	51	—	—
	2 500	57	—		—	146	101	79	72	66	62	60	—	—
	3 000	66	—	—	—	171	118	92	83	76	71	69	—	—
3. Durch Maschinen (Kosten der Gleise für einen Meter 400 Pfennige)	500	23	—	—	—	—	—	42	36	31	27	26	25	24
	1 000	26	—	—	—	—	—	56	46	38	32	30	29	28
	1 500	28	—	—	—	—	—	69	56	45	36	33	32	31
	2 000	31	—	—	—	—	—	83	66	52	41	38	36	34
	3 000	36	—	—	—	—	—	110	85	66	51	46	43	41
	4 000	41	—	—	—	—	—	137	105	79	60	54	51	47
	5 000	46	—	—	—	—	—	164	125	93	70	62	58	54
	6 000	51	—	—	—	—	—	191	144	107	79	70	65	60
	7 000	56	—	—	—	—	—	218	164	121	88	78	72	67
	8 000	61	—	—	—	—	—	245	184	135	98	86	79	78
	9 000	66	—	—	—	—	—	272	203	148	107	93	87	80
	10 000	71	—	—	—	—	—	299	233	162	117	101	94	86

In den Transportpreisen der Tabelle II sind die Kosten für das Einbauen im gewöhnlichen Sinne mitenthalten. Wenn aber lehmiger Sand oder Lehm oder Ton in dünnen Schichten aufzubringen und mit Walzen oder Stampfen zusammenzupressen ist, so müssen hierfür besondere Zuschläge gemacht werden, welche je nach der Beschaffenheit des Materials 50 bis 100 % der Förderkosten und mehr betragen können.

Bei der Anlage Jonage waren im ganzen 4 950 000 cbm Boden zu bewegen und zwar einschliesslich der Baggerarbeiten und es sind dafür im Durchschnitt pro cbm 0,895 Frs. gezahlt, wovon

---

in diesen Kosten k_a, k_b, k_c die Zinsen des Anlagekapitals auf $1^1/_2$ Jahre und für die neuen Schienen nebst Kleineisenzeug eine 25 %ige und für die Schwellen eine 50 %ige Wertverminderung enthalten sind. Die Kosten für die Vorhaltung der Förderbahn sind berechnet für Nr. 1 nach der Formel $(50 + 1{,}1\,l) \cdot \frac{k_a}{Q}$, für Nr. 2 nach der Formel $(200 + 1{,}1\,l) \cdot \frac{k_b}{Q}$, für Nr. 3 nach der Formel $(400 + 1{,}1\,l) \cdot \frac{k_c}{Q}$, worin bedeuten: l die Förderlänge in m, k_a, k_b, k_c die Kosten in Pf. für das Meter Gleis und Q die Fördermasse in cbm.

28,08 % auf die Lösung und Verladung, 35,96 % auf den Transport und 35,96 % auf das Entladen und Einbauen gefallen sind. Der Boden bestand aus 5 % fruchtbarer Erde, 20—40 % sandigem Ton und Lehm und 55—75 % Sand und Kies.

Bei der Anlage Turbigo waren für den Kanal selbst 620000 cbm Boden zu bewegen, wofür im Durchschnitt für Lösen, Transport und Einbauen 0,90 Lire pro cbm gezahlt wurden. Der Boden bestand im wesentlichen aus Sand und Kies und zum Teil aus sandigem Lehm und Ton.

Für Boden, welcher unter Wasserandrang herauszuholen ist, wird ein Zuschlag von 25—50 Pf. pro cbm zu machen sein. Baggerarbeiten sind besonders zu veranschlagen, und es werden hierfür Zuschläge je nach dem Umfang der Arbeit und der Art des Materials von 1—2 Mk. notwendig werden. Für Steigungen ist pro 1,0 m Steigung eine Transportlänge von 25—30 m zuzuschlagen. Für Transport von Steinen ist überall ein Zuschlag von 20 % zu machen.

Für die vorläufige Veranschlagung der Profile mit befestigten Sohlen und Böschungen und der zum Teil oder ganz gemauerten Profile mögen die folgenden Tabellen III, IV und V einige Unterlagen bieten:

Tabelle III.

Es haben gekostet bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (1893—1897):

Gegenstand	Masse in cbm oder qm	Abgerundete Kosten pro cbm oder qm in Frs.
a) Bei dem Regulierungswerk (S. 512):		
1. Stampfbeton in hydraulischem Kalk	615 cbm	10
2. Desgl. in Zement	153 „	25—26
3. Bruchstein-Mauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel	8 748 „	18—20
4. Bruchstein-Mauerwerk in Zementmörtel	2 200 „	26
5. Mauerwerk aus hammerrecht bearbeiteten Bruchsteinen (Moellons têtués) in hydraulischem Kalkmörtel	975 „	26—27
6. Desgl. in Zementmörtel	720 „	30
7. Mauerwerk in Hausteinen	38 „	55—58
b) Bei der Schleuse neben dem Regulierungswerk (S. 515):		
8. Beton in hydraulischem Kalk unter Wasser zu schütten	17 774 „	13—15
9. Beton in hydraulischem Kalk über Wasser herzustellen	1 822 „	10
10. Desgl. in Zement	185 „	27—28
11. Bruchstein-Mauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel	8 345 „	18—20
12. Desgl. in Zementmörtel	1 368 „	25—26
13. Mauerwerk aus hammerrecht bearbeiteten Bruchsteinen in hydraulischem Kalkmörtel	1 444 „	26—28
14. Desgl. in Zement	343 „	29—30
15. Haustein-Mauerwerk	225 „	71—75
c) Bei dem Krafthause (S. 517 u. ff.):		
16. Stampfbeton in hydraulischem Kalk	7 100 „	10—11
17. Desgl. in Zement	3 180 „	24—25
18. Bruchstein-Mauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel	20 400 „	25—26
19. Desgl. in Zementmörtel	3 005 „	30—33
20. Bruchstein-Mauerwerk aus hammerrecht bearbeiteten Steinen in hydraulischem Kalkmörtel	660 „	30—32
21. Desgl. in Zementmörtel	580 „	38—40
22. Mauerwerk in künstlichen Hausteinen [7])	1 710 „	42—45
23. Mauerwerk in natürlichen Hausteinen	61 „	100
24. Asphaltschicht aus natürlichem Asphalt 15 mm stark auf der Sohle des Kanals	8 222 qm	3,3—3,5 pro qm
25. Doppelteeranstrich der Betonsohle	58 955 „	0,30—0,31 „ „

[7]) Diese künstlichen Steine wurden zum grössten Teil an Ort und Stelle hergestellt und zwar in einer Mischung von 1 cbm gewaschenem, kleinen Kies und 450 kg schnellbindendem Zement. Die Steine haben sich sehr gut gehalten und konnten schon nach 2 Tagen bewegt werden.

Tabelle IV.

Es haben gekostet bei der Anlage Turbigo:

Gegenstand	Masse in cbm oder qm	Abgerundete Kosten pro cbm oder qm in Lire
1. Bekleidung der Böschungen und der Sohle mit Stampfbeton in hydraulischem Kalk (Bekleidung 0,15—0,25 m stark), (0,80 cbm Kies von Steingrösse nicht über 5 cm, 0,50 cbm Sand und 200 kg hydraulischer Kalk)	38 000 cbm	15 pro cbm
2. Desgl. aber mit 100 kg hydraulischem Kalk und 100 kg Zement	—	17—18 „ „
3. Überzug der Bekleidung ad 1 und 2 mit einer 15 mm starken Schicht von Zementmörtel (1 cbm Sand und 750 kg Zement)	mehr als 20 000 qm	1 pro qm
4. Überzug wie vor, aber in hydraulischem Kalkmörtel . .	—	0,70 „ „
5. Plasterung der Böschungen und der Sohle mit Steinen [8]) von nicht weniger als 25 cm Seitenlänge ohne Mörtel. .	29 150 qm	1,20 „ „
6. Desgl. mit hydraulischem Kalkmörtel (1 cbm Sand, 250 kg hydraulischen Kalk)	7 290 „	3 „ „
7. Stampfbeton für aufgehendes Mauerwerk aus hydraulischem Kalk (0,80 cbm Kies von nicht mehr als 3 cm Durchmesser, 0,45 cbm Sand, 250 kg hydraulischen Kalk)	—	17—18 pro cbm
8. Desgl. in Zement	—	22—28 „ „
9. Stampfbeton in hydraulischem Kalk für Bögen und Mauern mit höherem Wasserdruck (0,65 cbm feiner Kies mit nicht mehr als 10 mm Durchmesser, 0,45 cbm Sand, 400 kg hydraulischen Kalk)	—	20—22 „ „
10. Desgl. in Zement	—	25—32 „ „
11. Mauerwerk aus Ziegelsteinen in hydraulischem Kalk . .	—	26
12. Desgl. in Zement	—	30 „ „
13. Mauerwerk in Hausteinen	—	150 „ „

Tabelle V.

Für Deutschland gelten folgende mittlere Preise:

Gegenstand	Einheitspreis in Mk.	Bemerkungen
1. Ziegelmauerwerk in hydraulischem Kalk pro cbm	24—28	
2. Desgl. in Zement . . . . „ „	25—35	
3. Bruchsteinmauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel . . . . „ „	15—20	Ad 3 und 4. Wenn die Bruchsteine in der Nähe der Baustelle gewonnen werden können.
4. Desgl. in Zement . . . . „ „	22—25	
5. Mauerwerk aus hammerrecht bearbeiteten Bruchsteinen in hydraulischem Kalkmörtel „ „	22—25	
6. Desgl. in Zement . . . . „ „	29—32	
7. Mauerwerk in Hausteinen (je nach der Härte des Steines und nach der Art und Länge des Transportweges) . . . . . . „ „	50—120	Ad 7—11. Wenn Kies oder Schotter und Sand in der Nähe der Baustelle gewonnen werden können.
8. Stampfbeton in hydraulischem Kalk (200 kg hydraulischer Kalk auf 1 cbm Beton) . . . . „ „	10—15	
9. Desgl. in Zement . . . . „ „	15—20	

[8]) Diese Steine wurden an Ort und Stelle gewonnen.

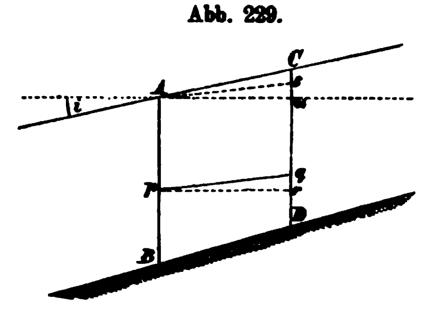
Fortsetzung von Tabelle V.

Gegenstand	Einheitspreis in Mk.	Bemerkungen
10. Stampfbeton in hydraulischem Kalk (400 kg hydraulischer Kalk pro cbm) . pro cbm	15—20	
11. Desgl. in Zement . . . . „ „	23—28	
12. Ein qm Putz aus hydraulischem Kalk, 15 mm stark (1000 kg hydraulischer Kalk auf 1 cbm) . . . . „ „	0,75—0,85	
13. Desgl. in Zementmörtel . . . . „ „	1,00—1,20	
14. Befestigung der Böschungen und der Sohle durch eine Kiesdeckung. . . . . „ „	0,40—0,55	In diesem Preis ist nur der Arbeitslohn für das Einbauen enthalten. Die Materialbeschaffung muss eventuell besonders berechnet werden.

Für Veranschlagung von Tunnelarbeiten mag angeführt werden, dass der Ausbruch bei der Anlage Morbegno (vergl. die Profile und Längen, Taf. XVI, Fig. 1 u. 6 a u. b) im Durchschnitt 16 bis 18 Lire pro cbm gekostet hat; beim Kubelwerk (Taf. XX, Fig. 8) pro cbm 18—24 Frs., bei der Anlage Lac Tanay bei Vouvry (S. 470) 20 Frs. Die Ausbetonierung hat bei der letzterwähnten Anlage 70 Frs. pro cbm, beim Kubelwerk 40—50 Frs. ohne den Verputz gekostet. Im allgemeinen wird man für Ausbetonierung von Tunneln wegen der grösseren Schwierigkeit der Arbeit Zuschläge von 50 bis 70 % zu den gewöhnlichen Preisen für Beton zu machen haben.

b) Die Wahl des Gefälles und des Kanalprofils. Das Wasser bewegt sich in offenen Leitungen nach dem Gesetz des freien Falls und es müsste deshalb bei einem bestimmten Gefälle eine immer beschleunigtere Geschwindigkeit annehmen, wenn nicht der bewegenden Kraft Widerstände entgegenständen, welche verursachen, dass die Bewegung des Wassers bei gleichbleibendem Profil und bei gleichbleibendem Gefälle eine gleichförmige wird. Diese Widerstände setzen sich zusammen: a) aus der Reibung der Wasserteilchen untereinander, b) aus der Reibung der Wasserteilchen am benetzten Umfange, c) aus dem Widerstande der atmosphärischen Luft und besonders der Luftströmungen, d) aus dem Widerstande, welchen die mitgeführten Geschiebe und Sinkstoffe erzeugen.

Abb. 229.



Wenn AB und CD (Abb. 229) zwei Querprofile in der Entfernung 1 darstellen und wenn bedeuten:

- J das relative Gefälle $= \overline{Cu}$,
- $\overline{pq}$ ein beliebiges Wasserelement zwischen den beiden Profilen von der Masse m,
- M die Masse aller Wasserelemente zwischen AB und CD,
- g die Beschleunigung durch die Schwerkraft = 9,81 m = 32,18′ engl.,
- F den benetzten Querschnitt des Profils,
- γ das Gewicht der Volumeneinheit des Wassers,
- $\overline{Au}$ und $\overline{pr}$ Wagrechte und wenn $\overline{As} \parallel \overline{pq}$.

so ist die bewegende Kraft des Elementes $pq = m \cdot g \cdot \overline{qr} = m\,g\,\overline{su}$ und die Beschleunigung desselben Elementes $g \cdot \overline{qr} = g\,\overline{su}$. Das Gewicht aller Elemente zwischen den um 1 voneinander entfernten Profilen AB und CD ist $M \cdot g = F\gamma$. Ihre Beschleunigung ist $\frac{Mg}{M} \cdot J$ und ihre bewegende Kraft:

$$T = F \cdot \gamma \cdot J. \qquad (1)$$

Bei der gleichförmigen Bewegung des Wassers muss der Widerstand in einem Gerinne gleich der bewegenden Kraft sein. Die älteren Hydrotekten seit Brahms (1753) und Chézy (1755) nahmen an, dass der Widerstand proportional sei dem benetzten Umfange p des Profils und ferner dem Quadrate der mittleren Profilgeschwindigkeit v. Letztere Annahme beruht auf der Ansicht, dass bei n-facher Geschwindigkeit nicht nur n-mal so viel Wasserteilchen vom benetzten Umfange losgerissen werden, sondern dass dies auch mit n-facher Geschwindigkeit geschehe. Danach würde sich der Widerstand W auf einer Länge 1 des Gerinnes ausdrücken lassen durch $W = p \, . \, v^2$ (2)
und wenn man noch einen Erfahrungsbeiwert α hinzufügt durch $W = \alpha \, . \, p \, . \, v^2$ (3)

Ferner wäre: $\alpha \, . \, p \, . \, v^2 = F \, . \, \gamma \, . \, J$ und

$$J = \frac{\alpha \, . \, p}{F \, . \, \gamma} \, . \, v^2 \text{ und wenn man } \frac{F}{p} = R \text{ setzt } J = \frac{\alpha \, . \, v^2}{R \, . \, \gamma}. \qquad (4)$$

R bezeichnet man als den hydraulischen Profilhalbmesser. Setzt man für $\frac{\alpha}{\gamma} = \zeta$, so wird

$$R \, . \, J = \zeta \, . \, v^2; \; v = \sqrt{\frac{R \, . \, J}{\zeta}} \text{ und wenn man } \frac{1}{\sqrt{\zeta}} = c \text{ setzt } v = c \, . \, \sqrt{R \, . \, J}. \qquad (5)$$

Auf die Form von (5), welche als die Chézy-Eytelweinsche Formel bezeichnet wird, lassen sich auch alle neueren Formeln zurückführen. Eytelwein[10]) hat $\zeta = 0{,}0003856$ und $c = 50{,}9$ als konstant angegeben. In Italien wird diese Formel Tadini zugeschrieben, welcher als konstanten Wert für $c = 50$ angenommen hat.

Später sind zuerst von Prony, dann von Lahmeyer, Hagen, Eytelwein und anderen verbesserte Formeln aufgestellt, nachdem ihre Untersuchungen ergeben hatten, dass man der Wirklichkeit mehr entsprechende Resultate erzielt, wenn man das Produkt R. J. durch zwei Ausdrücke darstellt, von denen der erste der Geschwindigkeit, der zweite dem Quadrate derselben proportional ist. Auf diese Weise entstand die Formel

$$R \, . \, J = \alpha \, . \, v + \beta \, . \, v^2 \qquad (6)$$

$$\text{also } c = \frac{1}{\sqrt{\frac{\alpha}{v} + \beta}} \qquad (7)$$

Prony gab für α den Wert 0,00004445 und für β 0,00030931 an.

Es sei an dieser Stelle daran erinnert (vergl. S. 196 u. 197), dass infolge des Widerstands am benetzten Umfange die Geschwindigkeit der Wasserteilchen von der Sohle nach der Oberfläche hin und von den Ufern nach dem Stromstrich hin zunimmt. Die meisten Hydrotekten nehmen heute an, dass sich in einer Vertikalen die Geschwindigkeiten nach einer Parabel ändern, deren Achse nach Dupuit, Boileau, Darcy, Bazin, Humphreys-Abbot u. a. horizontal ist und deren Scheitel sich entweder im Wasserspiegel oder etwas darunter in der Schicht der grössten Geschwindigkeit befindet. Für Werkkanäle, bei denen nur verhältnismässig kleine Wassertiefen vorkommen, wird man jedenfalls ohne grosse Ungenauigkeit nach Bazin annehmen können, dass die grösste Geschwindigkeit in einer Vertikalen, also der Scheitel der Parabel, in der Wasserspiegellinie liegt.

Der Parameter der Vertikalparabel von der Form $y^2 = a x$ berechnet sich allgemein nach der Formel $a = \frac{(\pm t_x \mp t_z)^2}{v_z - v_x}$ (8) (Abb. 230). Nach Bazin[11]) kann man für Werkkanäle unter der Annahme von $v_z = v_o$ die Geschwindigkeit an einer beliebigen Stelle einer Vertikalen berechnen nach der Formel

---

[10]) Eytelwein, geboren 1764 zu Frankfurt a. M. war ursprünglich Offizier, trat dann in den preussischen Staatsdienst als Deichinspektor des Oderbruchs. Von 1816 an war Eytelwein Ober-Landes-Baudirektor. Er hat besonders an der Oder, Weichsel, Warte und Niemen gearbeitet. Gestorben 18. August 1843.

[11]) Recherches hydrauliques entreprises par H. Darcy continuées par H. Bazin, Paris 1865.

$v_x = v_0 - c\sqrt{RJ}\left(\frac{t_x}{t}\right)^2$ und man kann $v_0 = \frac{v_m}{0,785}$ (9) annehmen, wenn v_m die mittlere Geschwindigkeit in einer Vertikalen bedeutet. Werte für c werden später angegeben werden. Die Geschwindigkeit an der Sohle v_s ist nach demselben Autor $\cong$ 0,75 v_m.

Hagen[12]) hat gefunden, dass die Geschwindigkeiten in einer Vertikalen sich verändern nach einer Parabel, deren Achse vertikal steht und deren Scheitel in der Sohle liegt (Abb. 231). Er gibt an für

$$v_x = v_s + \sqrt{a_1 t_x} \quad (10)$$

worin v_s die Geschwindigkeit der Sohle und a_1 den Parameter der Parabel bedeuten $a_1 = \frac{(v_0 - v_s)^2}{t}$ (11)

Abb. 230.

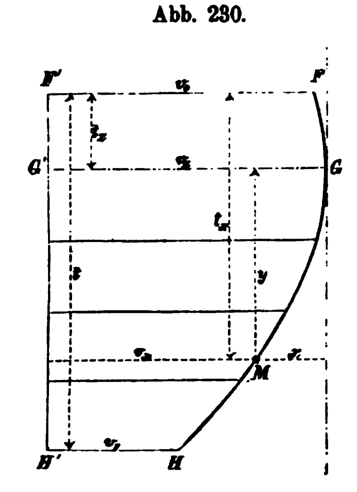
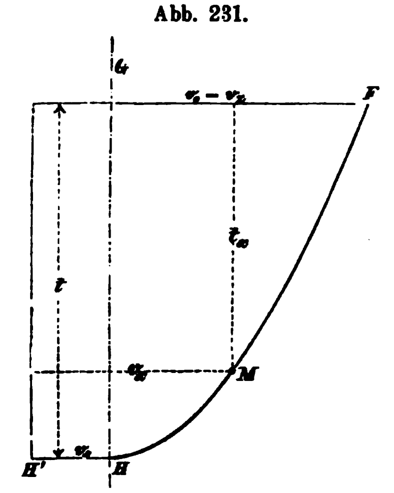


Abb. 231.



Die mittlere Geschwindigkeit v_m in m in einer Vertikalen muss gleich sein der von der Geschwindigkeitskurve eingeschlossenen Fläche F in qm dividiert durch die Tiefe t in m. Also bei Annahme einer Parabel mit horizontaler Achse als Geschwindigkeitskurve wird

$$v_m = 1/3\left[2 v_z + v_s + \frac{t_z}{t}(v_0 - v_s)\right] \text{ (Abb. 230)} \quad (12)$$

und wenn die Maximalgeschwindigkeit in der Oberfläche liegt (also $t_z = 0$) wird $v_m = 1/3\,[2 v_0 + v_s]$ (13) Dieselbe Formel gilt auch für die Hagensche Parabel mit vertikaler Achse. Hagen gibt auch an, dass in den meisten Fällen $v_m \cong 6/7\, v_0$ beträgt.

Bei einer Parabel mit horizontaler Achse und dem Scheitel in der Oberfläche ist

$$t_m = \sqrt{1,3}\, t = 0,5773\, t \quad (14)$$

Nach Hagen $t_m \cong 5/9\, t \cong 0,5555\, t$ (15)

Diese Angaben können dazu dienen die allgemeine Übersicht zu erleichtern, auch wenn man ihnen eine allgemeine Gültigkeit nicht zuerkennt, da die Verhältnisse $\frac{v_m}{v_0}$ und $\frac{t_m}{t}$ auch von dem Rauhigkeitsgrade des benetzten Umfanges abhängen. Für die Verwendung in den meisten praktischen Fällen, welche hier in Frage kommen, reicht ihre Genauigkeit aus.

Zerlegt man ein Kanalprofil in viele horizontale Streifen und trägt die Geschwindigkeiten als Ordinaten auf, so ergibt sich nach den Untersuchungen von Humphreys und Abbot[13]) für jeden

[12]) G. Hagen, Über die Bewegung des Wassers in Strömen. Berlin 1869. — Über das von Hagen aufgestellte Gesetz, nach welchem die Geschwindigkeit des strömenden Wassers sich mit der Entfernung vom Boden vergrössert. Zeitschr. des Arch.- und Ing.-Vereins Hannover 1872. S. 476. — Die Sohlengeschwindigkeit und die Geschwindigkeitsformeln der Ströme. Zeitschr. f. Bauw. 1877. S. 75.

[13]) Im Jahre 1850 wurden die Ingenieure A. A. Humphreys und L. H. Abbot von der Nordamerikanischen Regierung beauftragt, für die Regulierung des unteren Mississippi die nötigen Untersuchungen zu machen. Der Mississippi hat eine mittlere Breite von 1000—1500 m und eine Maximaltiefe von 45 m. Unterhalb der Ohio-Einmündung beträgt der Unterschied des niedrigsten und höchsten

Streifen eine Horizontalgeschwindigkeitskurve in Parabelform und alle diese Parabeln haben den gleichen Parameter.

Wenn man die mittleren Geschwindigkeiten aller Vertikalen eines Querprofils von der zur Stromrichtung lotrechten Wasserspiegellinie horizontal aufträgt, so ergibt sich gleichfalls eine Parabel, deren Scheitel im Stromstrich liegt und deren Achse angenähert lotrecht zu dem betreffenden Querprofil steht d. h. $\sphericalangle \psi \cong 90°$. Die Gleichung dieser Parabel ist: $y^2 = P\,(v_{mx} - v_{my})$ (Abb. 232) (16)
P ist der Parameter dieser Parabel.

Die Planimetrierung der von der mittleren Horizontal-Geschwindigkeitsparabel eingeschlossenen Fläche und die Division dieser Flächengrösse durch die Profilbreite b im Wasserspiegel gibt die mittlere Profilgeschwindigkeit v, d. h. den Wert, welcher in der Formel (5) gemeint ist.

Die Beziehungen zwischen den mittleren Vertikalgeschwindigkeiten am Ufer v'_u und v''_u und im Stromstrich v_{mx} einerseits und der mittleren Profilgeschwindigkeit v andererseits lassen sich ausdrücken durch die Formel (Abb. 232)

$$v = 2/3\ v_{mx} + \left(\frac{a_1 v'_u + a_2 v''_u}{3b}\right) \qquad (17)$$

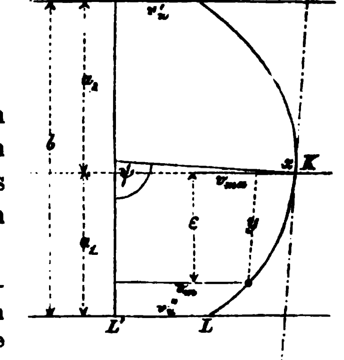


Abb. 232.

Bei Werkkanälen ist das Profil meist symmetrisch

$$v'_u = v''_u \text{ und } a_1 = a_2 = \frac{b}{2} \text{ und es wird deshalb}$$

$$v = 2/3\ v_{mx} + 1/3\ v_u \text{ und } v_u = 3v - 2v_{mx} \qquad (18) \text{ u. } (18a)$$

Der französische Ingenieur Darcy hat zuerst durch seine in den Jahren 1849 bis 1851 auf der Pumpstation Chaillot bei Paris unternommenen Versuche den Einfluss des Grades der Rauheit auf den Widerstand des benetzten Umfanges in einwandfreier Weise festgestellt.

Diese Versuche wurden mit verschiedenen offnen mit auswechselbarem Umfang versehenen Gerinnen und mit 11 gusseisernen Rohrleitungen von 0,036 bis 0,50 m Lichtweite und 2,5 m Stücklänge und über 100 m Gesamtlänge vorgenommen. Im Jahre 1852 wurden auf Empfehlung der Pariser Akademie der Wissenschaften dem Ingenieur Darcy grössere Hilfsmittel und Mitarbeiter für die Fortsetzung seiner Untersuchungen zur Verfügung gestellt [14].

Nach dem 1858 erfolgten Tode Darcys übernahm sein Gehilfe H. Bazin die Leitung der Untersuchungen und von ihm stammen die heute in allen Ländern bekannten und viel gebrauchten Formeln für die Bewegung des Wassers in Flüssen, Kanälen und Rohrleitungen her. Die ursprüngliche Bazinsche, 1865 in dem in der Fussnote 11 bereits erwähnten Werke veröffentlichte Geschwindigkeitsformel lautet:

$$R \cdot J = \left(\alpha + \frac{\beta}{R}\right) v^2 \text{ oder } v = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot J} \qquad (19)$$

Wasserstandes 15,0 m und die maximale Abflussmenge ca. 33000 cbm/sek. Das Resultat der zehnjährigen Arbeit war das von der Nordamerikanischen Regierung herausgegebene Werk: Report upon the Physics and Hydraulics of the Mississippi-River, upon the protection of the alluvial region against overflow and upon deepening of the mouths bored upon surveys and investigations made under the acts of congress directing the topographical and hydrographical survey of the delta of the Mississippi river with such investigations as might lead to determine the most practicable plan for securing it from inundation and the best mode of deepening the channels at the mouths of the River. By A. A. Humphreys and L. H. Abbot, Philadelphia 1861. Mit 20 Tafeln.

[14]) H. Darcy, Recherches expérimentales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux de conduite 1857.

Für α und β wurden die folgenden Angaben gemacht:

	α	β
1. Bei sehr glatten Wänden (geglätteter Zementputz, sorgfältig gehobelte Bretter etc.)	0,00015	0,0000045
2. Bei glatten Wänden (Hausteine, Backsteine, Bretter etc.)	0,00019	0,0000133
3. Bei weniger glatten Wänden (Bruchsteinmauerwerk, rauhere Felswände etc.)	0,00024	0,0000600
4. Bei Wänden in Erde	0,00028	0,0003500

Ende der sechziger Jahre des vorigen Jahrhunderts fanden die epochemachenden Untersuchungen der schweizer Ingenieure Ganguillet und Kutter statt. Sie haben den Wert für c in der Darcy-Bazinschen Formel auf eine andere Form gebracht, indem sie

$$\frac{1}{\alpha} = m \text{ und } \frac{\beta}{\alpha} = m_1 \text{ setzten und dadurch } c = \sqrt{\frac{m \cdot R}{m_1 + R}} \text{ erhielten.}$$

Um die Koeffizienten m und m_1 vor dem Wurzelzeichen zu haben, wurde ferner $\sqrt{\frac{m \cdot R}{m_1 + R}} = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}$ gesetzt. Hieraus ergab sich die sogenannte abgekürzte Kuttersche

Formel $v = \frac{a \cdot \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R\,J}$ [15]). (20)

In dieser Formel wird a konstant = 100 und b mit der Rauhigkeit veränderlich angegeben. Kutter gibt für b folgende 12 Rauhigkeitsstufen an:

Stufe I	b = 0,12	Stufe VII	b = 0,56
„ II	b = 0,15	„ VIII	b = 0,72
„ III	b = 0,20	„ IX	b = 0,93
„ IV	b = 0,27	„ X	b = 1,22
„ V	b = 0,35	„ XI	b = 1,67
„ VI	b = 0,45	„ XII	b = 2,44

Wenig später, besonders aus Anlass des von Humphreys und Abbot veröffentlichten Werkes, welches erst Mitte der sechziger Jahre des vorigen Jahrhunderts in Europa eine lebhaftere Erörterung hervorrief[16]), erweiterten Ganguilett und Kutter

[15]) Allgemeine Bauzeitung 1869 und 1870. Abdruck des Aufsatzes von 1870 ist auch gesondert veröffentlicht unter dem Titel: W. R. Kutter, Die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers in Kanälen und regelmässigen Flusstrecken. 2. Aufl. Wien 1877. S. 143.

[16]) Grebenau, H., Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Nach dem Bericht Humphreys und Abbots über die physikalischen und hydraulischen Verhältnisse des Mississippi-Stroms. Deutsch bearbeitet. München 1867.

Borneman, K. R, Über die Humphreys-Abbotsche Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Civiling. 1867. S. 203.

Grebenau, Die Humphreys-Abbotsche Theorie der parabolischen Bewegung des Wassers. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1867. S. 251.

Fournié, V., Resumé des expériences hydrauliques exécutés par le gouvernement Américain sur le Mississippi et remarques sur les conséquences qui en découlent relat. à la théorie des eaux courantes. Paris 1867.

Bericht des Komitees zur Beurteilung der von H. Grebenau herausgegebenen Bearbeitung der Humphreys-Abbotschen Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Zeitschr. des Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1867. S. 109.

Kutter, W. R., Über die neue Theorie der Bewegung des Wassers von Humphreys und Abbot in Beziehung auf Gewässer mit starken Gefällen. Allg. Bauz. 1868—1869. S. 153.

Wiebe, A., Die neue Experimental-Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen von Humphreys und Abbot. Zeitschr. f. Bauw. 1867. S. 297.

die Formel (20), indem sie in den Ausdruck für c in der Eytelwein-Chézyschen Formel die Grösse dieses Zahlenwertes vom Gefälle abhängig machten und den Rauhigkeitsgrad in eine direkte Beziehung zu dem hydraulischen Halbmesser brachten. Diese neuere Kuttersche Formel lautet:

$$v = \left[\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \right] . \sqrt{R \, . \, J} \qquad (21)$$ [17].

c wird nach dieser Formel mit Zunahme des Gefälles bei grossen Querschnitten kleiner bei kleinen Querschnitten grösser, welche Abhängigkeit in der Bazinschen Formel und in der abgekürzten Kutterschen Formel nicht vorhanden ist. Der den Rauhigkeitsgrad ausdrückende Beiwert n ist auch in eine Beziehung gebracht zum Werte R.

Für den Koeffizienten n bezw. für 1/n werden folgende Werte angegeben:

	n	1/n
1. Kanäle mit sorgfältig gehobelten Holzwänden oder glattem Zementputz	0,010	100
2. Kanäle aus behauenen Quadersteinen, gut gefugten Backsteinen oder rohen Brettern	0,013	77
3. Kanäle aus Bruchsteinen	0,017	58
4. Kanäle mit gepflasterter Böschung und Sohle	0,020	50
5. Kanäle in Erde	0,025	40
6. Kanäle in Kies mit Graswuchs	0,030	33
7. Kanäle und Flüsse in Kies mit schlecht unterhaltenen unregelmässigen Böschungen	0,035	29
8. Flüsse mit gröberem Geschiebe, sehr unregelmässigen Ufern und Sohle und mit Wasserpflanzen	0,040	25

Auf Grund der Veröffentlichungen von Ganguillet und Kutter hat Bazin seine Formel umgearbeitet und ihr die Form $v = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \sqrt{RJ} = \left[\frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \right] \sqrt{R \, . \, J}$ [18] (22) gegeben. Für den einzigen veränderlichen Koeffizienten γ gibt er folgende Werte an:

1. Wände mit Zementputz oder gehobelten Brettern	$\gamma = 0{,}06$
2. Wände aus rohen Brettern, Hausteinen, gut gefügtem Ziegelmauerwerk	$\gamma = 0{,}16$
3. Wände in Bruchsteinen oder rohem Beton	$\gamma = 0{,}46$
4. Wände mit Steinpflasterung oder sehr regelmässiger Kieseindeckung	$\gamma = 0{,}85$
5. Wände in Erde mit Pflanzenwuchs, aber regelmässigen Profilen	$\gamma = 1{,}30$
6. Ungewöhnlich rauhe und unregelmässige Wände in Flüssen	$\gamma = 1{,}75$

Die Formeln 20, 21 und 22 sind heute die fast in der ganzen Welt am meisten gebrauchten, und es sind deshalb in den nachfolgenden Tabellen VI und

[17]) Frank, Die Formeln über die Bewegung des Wassers in Röhren. Civiling. 1881. Heft 3. v. Wagner, Harmonische Resultate der Ganguillet-Kutterschen Formel für die mittlere Flussgeschwindigkeit. Protokoll des sächsischen Ingenieurvereins, 85. Hauptvers. S. 27.

[18]) Étude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des cannaux découverts. Ann. des ponts et chaussées 1879. 4. c.

[illegible] Werte von c, wie sie sich nach den Formeln 21 und 22 ergeben, für die[illegible] Werte von R und J zusammengestellt, welche für Werkkanäle besonders in Frage kommen. Mit Hilfe dieser Tabellen wird die Anwendung dieser Formeln einfach und bequem.

Tabelle VI.

Werte der Zahl c in der Formel (21) $v = c\sqrt{RJ}$ nach Ganguillet und Kutter.

	Hydraulischer Halbmesser	Gefälle I = 0,0001	0,0002	0,0004	0,0010	0,0100
1. Kanäle mit sorgfältig gehobelten Holzwänden oder glattem Zementputz n = 0,010	0,20	74	77	78	79	80
	0,30	81	84	85	86	86
	0,50	88	90	91	91	91
	1,00	100	100	100	100	100
	2,00	109	107	106	105	105
	3,00	118	111	110	109	108
2. Kanäle aus behauenen Quadersteinen, gut gefugten Backsteinen oder rauhen Brettern n = 0,013	0,20	53	56	58	59	59
	0,30	60	63	64	64	65
	0,50	67	69	69	70	70
	1,00	77	77	77	77	77
	2,00	85	84	83	82	82
	3,00	89	88	87	86	85
3. Kanäle aus Bruchsteinen n = 0,017	0,20	39	41	42	42	43
	0,30	45	46	47	47	48
	0,50	50	51	51	52	52
	1,00	58	58	58	58	58
	2,00	67	66	65	64	64
	3,00	71	70	69	68	68
4. Kanäle mit gepflasterter Böschung und Sohle n = 0,020	0,20	32	34	35	36	36
	0,30	37	38	39	40	40
	0,50	42	43	43	44	44
	1,00	50	50	50	50	50
	2,00	57	56	56	55	55
	3,00	61	59	59	58	58
5. Kanäle in Erde n = 0,025	0,20	24	25	26	27	27
	0,30	29	30	30	31	31
	0,50	33	34	34	35	35
	1,00	40	40	40	40	40
	2,00	47	46	45	45	45
	3,00	51	49	48	48	47
6. Kanäle in Kies mit Graswuchs n = 0,030	0,20	19	20	21	22	22
	0,30	23	24	24	25	25
	0,50	27	27	28	29	29
	1,00	33	33	33	33	33
	2,00	40	40	39	38	38
	3,00	43	42	42	41	41

[19]) A. Flamant, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées: Hydraulique 1900. Paris.

Tabelle VII.

Werte der Zahl c in der Formel (22) $v = c\sqrt{RJ}$ nach Bazin.

Hydraulischer Halbmesser $R = \frac{F}{p}$	Wände mit Zementputz oder gehobelten Brettern $\gamma = 0{,}06$	Wände aus rohen Brettern, Hausteinen, gut gefügtem Ziegel-Mauerwerk $\gamma = 0{,}16$	Wände in Bruchsteinen oder rohem Beton $\gamma = 0{,}46$	Wände mit Steinpflasterung oder sehr regelmässiger Kieseindeckung $\gamma = 0{,}85$	Wände in Erde mit Pflanzenwuchs, aber regelmässigen Profilen $\gamma = 1{,}30$	Ungewöhnlich rauhe und unregelmässige Wände in Flüssen $\gamma = 1{,}75$
1	2	3	4	5	6	7
0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,3	17,7
0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4
0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0
0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6
0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20,2
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7
0,35	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,1
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0
0,55	80,4	71,5	53,7	40,5	31,6	25,9
0,60	80,7	72,1	54.6	41,4	32,5	26,7
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33,3	27,4
0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1
0,80	81,5	73,8	57,4	44,6	35,5	29,4
0,90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6
1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6
1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,6
1,20	82,4	75,9	61,3	48,9	39,7	33,5
1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3
1,50	82,9	76,9	63,2	51,3	42,2	35,8
1,70	83.1	77,5	64,3	52,6	43,6	37,1
2,00	83,4	78,1	65,6	54,3	45,3	38,9
2,50	83,7	79,0	67,4	56,6	47,7	41,2
3,00	84,0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
3,50	84,2	80,1	69,8	59,8	51,3	44,9

Um nun zunächst einen Überblick über die bei ausgeführten Anlagen gewählten Wasserspiegelgefälle und über die angewendeten Werte von c zu geben, sind in der nachstehenden Tabelle VIII für 15 Werkkanäle die bezüglichen Angaben gemacht:

Tabelle VIII.

Zusammenstellung der gewählten Werte für J und v bei 15 Anlagen mit Angabe der Werte für $c = \frac{v}{\sqrt{RJ}}$ in abgerundeten Zahlen.

Bezeichnung der Anlage und Beschreibung des Profils	Wasserspiegel-Gefälle J	Wassertiefe t und Spiegelbreite b in m	$\frac{F}{p} = R$ in m	Geschwindigkeit in m/sek.	Wassermenge in cbm/sek.	$c = \frac{v}{\sqrt{RJ}}$
1. Novalesa an d. Cenischia. Rechteckiges Profil in Beton. Taf. XII, Fig. 2 u. 3	1 : 370 0,0027	t = 1,0 b = 0,90	$\frac{0{,}9}{2{,}9} = 0{,}31$	1,55	1,4	53,4

Fortsetzung von Tabelle VIII.

Bezeichnung der Anlage und Beschreibung des Profils	Wasserspiegel-Gefälle J	Wassertiefe t und Spiegelbreite b in m	$\frac{F}{p} = R$ in m	Geschwindigkeit in m/sek.	Wassermenge in cbm/sek.	$c = \frac{v}{\sqrt{RJ}}$
2. **Kubelwerk.** Rechteckiges Tunnelprofil mit flach abgerundeter Sohle und Glattputz. Taf. XX, Fig. 8	1 : 1333 0,00075	t = 1,35 b = 1,80	$\frac{2,48}{4,50} = 0,54$	1,50	3,65	75,0
3. **La Dernier-Vallorbe.** Rechteckiges Tunnelprofil mit flachgewölbter Sohle in Beton mit Glattputz. Taf. XXX, Fig. 10	1 : 333 0,003	t = 2,65 b = 2,20	$\frac{5,7}{8,98} = 0,64$	3,52	20,0 grösste Wassermenge. Die durchschnittliche beträgt etwa nur 4 cbm	86,0
4. **Les Clées.** Rechteckiges Profil mit Betonauskleidung und Glattputz	1 : 3400 0,00029	t = 2,0 b = 2,0	$\frac{4,0}{6,0} = 0,666$	1,0	4,0	72
5. **La Goule.** Rechteckiges Profil mit abgerundeten Ecken in Beton mit Glattputz. Taf. XVIII, Fig. 2	1 : 1300 0,00076	t = 2,5 b = 3,4	$\frac{8,0}{7,8} = 1,02$	2,25	18,0	80,3
		t = 1,4 b = 3,4	$\frac{4,26}{5,60} = 0,76$	9,87	8,0	77,8
6. **Jajce.** Rechteckiges Profil zwischen Betonwänden oder Holzwänden, S. 493, Abb. 99	1 : 1000 0,001	t = 1,5 b = 4,0	$\frac{6,0}{7,0} = 0,86$	2,0	12,0	68,2
7. **Bergamasca.** a) Rechteckiges nicht ausgekleidetes Profil im Stollen. Taf. IX, Fig. 2	1 : 1000 0,001	t = 1,40 b = 4,50	$\frac{6,3}{7,3} = 0,860$	2,03	12,83	69,3
b) Rechteckiges Profil im Stollen mit Beton ausgekleidet. Taf. IX, Fig. 3	1 : 837 0,0012	t = 1,40 b = 4,00	$\frac{5,6}{6,8} = 0,82$	2,30	12,83	73,2
c) Rechteckiges offenes Profil zwischen geputzten Betonwänden. Taf. IX, Fig. 5	1 : 2000 0,0005	t = 1,55 b = 5,00	$\frac{7,75}{8,10} = 0,96$	1,62	12,55	73,9
8. **Morbegno.** Trapezförmiges Profil mit Betonauskleidung und Glattputz. Taf. XVI, Fig. 6 a—g	1 : 1000 0,001	t = 2,5 b = 4,5	$\frac{10,6}{9,03} = 1,17$	2,36	25	70,0
9. **Turbigo.** a) Trapezförmiges Profil mit Betonauskleidung und Glattputz, Böschung 1:1,25. Taf. V, Fig. 3	1 : 8370 0,00012	t = 2,80 b = 29,00	$\frac{71,40}{32,12} = 2,22$	1,00	71,5	61,3
b) wie ad a. Taf. V, Fig. 4.	1 : 8370 0,00012	t = 3,40 b = 23,50	$\frac{65,45}{25,88} = 2,53$	1,09	71,5	63,0
10. **Vizzola.** a) Trapezförmiges Profil, Böschung 1 : 1 mit Beton ausgekleidet und geputzt. Taf. I, Fig. 4	1 : 6666 0,00015	t = 3,50 b = 17,60	$\frac{52,05}{21,49} = 2,43$	1,345	70	78
b) Trapezförmiges Profil, Böschung 4 : 1 mit sehr glattgeputzten Betonwänden. Taf. II, Fig. 3	1 : 1870 0,00053	t = 3,90 b = 8,30	$\frac{28,56}{14,39} = 1,98$	2,45	70	76

Fortsetzung von Tabelle VIII.

Bezeichnung der Anlage und Beschreibung des Profils	Wasser-spiegel-Gefälle J	Wassertiefe t und Spiegelbreite b in m	$\frac{F}{p} = R$ in m	Geschwindigkeit in m/sek.	Wassermenge in cbm/sek.	$v = \frac{v}{\sqrt{RJ}}$
11. Jonage-Cusset-Lyon. Trapezförmiges Profil mit Böschungen 1:3, z. T. mit Kalkbeton, z. T. mit Kiesdeckung und Faschinen befestigt. Taf. XXXVIII, Fig. 4	1:10000 0,0001	t = 2,50 b = 75,0	$\frac{168,75}{76,0} = 2,22$	0,71	120	47,6
12. Lechwerk Gersthofen. Trapezförmiges Profil mit Kiesdeckung, Böschungen 1:2. Abb. 134, S. 559	1:8700 0,000115	t = 2,50 b = 33,0	$\frac{81,0}{34,42} = 2,35$	0,74	60	45
13. Wangen. Trapezförmiges Profil mit Kiesdeckung, Böschung 1:2. In Höhe von 3,0 m über Sohle beiderseits 1,0 m breite Banquette, Sohlenbreite 17,0 m. Taf. XXII, Fig. 6a	1:8000 0,000125	t = 4,0 b = 35,0	$\frac{102,0}{36,89} = 2,77$	0,98	100,0	55,0
14. Hafslund. Rechteckiges Profil, z. T. zwischen Betonwänden, z. T. in den Felsen eingesprengt	1:2000 0,0005	t = 6,5 b = 10,0	$\frac{6,5}{23,0} = 2,82$	2,0	130	54,0
15. Kykkelsrud. Trapezförmiges Profil mit 1/10, Anzug der Wände z. T. in rauhem Felsen eingeschnitten, z. T. mit Betonwänden eingefasst. Taf. XXXIV. Fig. 3 und 4	1:1733 0,000377	t = 9,0 b = 10,8	$\frac{80}{26,18} = 3,06$	2,5	200	60

Mit Hilfe dieser Tabelle VIII wird man beim Entwerfen eines Werkkanals leicht ein vorläufiges Gefälle wählen können, indem man dasjenige Beispiel als Vorbild nimmt, welches dem eignen Falle am ähnlichsten ist.

Gleichzeitig mit der Wahl des Gefälles ist auch das Profil für die auf Grund der Vorarbeiten bestimmte grösste sekundliche Wassermenge Q vorläufig festzulegen, wobei die Widerstandsfähigkeit des benetzten Umfangs gegen die Angriffe des fliessenden Wassers zu berücksichtigen ist.

Bis heute liegen keine abschliessenden Untersuchungen über die ausschleifenden Wirkungen des Wassers in Werkkanälen und über ihren Einfluss auf die Unterhaltungskosten vor.

In Tabelle IX Spalte 3 sind diejenigen Sohlen-Geschwindigkeiten angegeben, welche bei Werkkanälen nach Ansicht des Verfassers zulässig sind, ohne dass ein erhebliches Ausschleifen oder ähnliche Beschädigungen am benetzten Umfange eines Werkkanals eintreten, während in Spalte 2 Zahlen nach Telford beigefügt sind[20].

[20]) A. Flamant, Hydraulique. Paris 1900. S. 298. (Die in Klammern angegebenen französischen Worte sind die Bezeichnungen nach A. Flamant für die Zahlen Spalte 2.)

Tabelle IX.

Grösste zulässige Geschwindigkeiten an der Sohle für verschiedene Arten des benetzten Umfanges.

Art der Wände	Geschwindigkeit an der Sohle	
1	2	3
Weiche Erde (Terre détrempée)	von 0,076	bis —
Weicher Ton (Argile tendre)	„ 0,152	„ —
Sand (Sable)	„ 0,305	„ 0,450
Kies bis Bohnengrösse (Gravier)	„ 0,609	„ 0,750
Grober Flusskies (Cailloux)	„ 0,914	„ 1,200
Schotter (Pierres cassées) und Trocken-Pflasterung	„ 1,220	„ 1,500
Nagelfluh und weicher Schiefer (Cailloux agglomérés, schiste tendre) Steinschüttungen mit Böschungen von 1:1,5 und weniger, Trockenmauerwerk	„ 1.520	„ 2,000
Lagerhafter Felsen (Rocher en couches), Bruchsteinmauerwerk in hydraulischem Kalk, Bekleidung in Beton mit Zementputz, Auskleidung mit glatten Holzbohlen	„ 1,830	„ 2,500
Harter Felsen (Rocher dur), Hausteinmauerwerk, sehr gutes Ziegelmauerwerk in Zementmörtel, fetter Stampfbeton in Zementmörtel mit Zementputz	„ 3,050	„ 3,500

Die Geschwindigkeit an der Sohle eines Kanalprofils nimmt vom Stromstrich nach den Ufern zu ab (S. 775). Angenähert kann man annehmen, dass die mittlere Profilgeschwindigkeit gleich sei dem 0,75 fachen der mittleren Vertikalgeschwindigkeit im Stromstrich $v = 0,75\, v_{mz}$ (Abb. 232) und dass die Geschwindigkeit an der Sohle im Stromstrich $v_{ms} = 0,75\, v_{ms}$ ist, sodass die grösste Sohlengeschwindigkeit im Stromstrich etwa gleich der mittleren Profilgeschwindigkeit angenommen werden darf. Es kann also für die Wahl der Befestigungsart nach Tabelle IX bei gewählter mittlerer Profilgeschwindigkeit diese letztere direkt zugrunde gelegt werden.

Die grösste bekannte Geschwindigkeit in einem Werkkanal ist bei dem Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Niagara Falls Power Co. (Kap. II § 28 S. 545) zur Anwendung gekommen, wo bei einem 2150,0 m langen, in harten Felsen eingeschnittenen Tunnel bei einem Querschnitte von 31,2 qm und einem Gefälle von 7‰ sich bei 260,5 cbm/sek. eine Geschwindigkeit von 8,35 m/sek. ergab. Grössere Geschwindigkeiten als in Werkkanälen kommen in Überlaufkanälen vor, aber solche Überlaufkanäle sind meistens kurz und werden nur selten mit der grössten Wassermenge beansprucht (vgl. Abschnitt c dieses §).

Bei Aufsuchung des vorteilhaftesten Profils sind eine ganze Reihe von verschiedenen Gesichtspunkten zu berücksichtigen. Die nachstehenden Betrachtungen sollen zunächst Hinweise auf die theoretisch günstigen Profilformen geben. Freilich wird man häufig aus praktischen Erwägungen das theoretisch günstigste Profil für die Ausführung nicht wählen können, aber es ist doch zu empfehlen, das letztere zunächst aufzusuchen, um zu sehen, um wie viel die Querschnittsfläche des gewählten Profils grösser wird, als diejenige des theoretisch günstigsten.

Es ist die sekl. Wassermenge, welche durch ein Profil in der Zeiteinheit fliesst: $Q = F \cdot v$; wenn v die mittlere Profilgeschwindigkeit bedeutet, und nach Einsetzung des Wertes für v nach Gleichung (5) wird $Q = F \cdot c \cdot \sqrt{RJ} = c \cdot \sqrt{\frac{F^3}{p} \cdot J}$ (23)

Hieraus folgt $J = \frac{p \cdot Q^2}{c^2 \cdot F^3}$ und $F = \sqrt[3]{\frac{p \cdot Q^2}{c^2 \cdot J}}$ (24 u. 25)

In Abb. 233 ist $F = \frac{b + b_1}{2} . t = (b - t \cot g . \varphi) t$ (26)

und wenn das Verhältnis $\frac{t}{b} = \eta$ gesetzt wird $F = \eta b^2 (1 - \eta \cot g \varphi)$ (27)

Es ist der benetzte Umfang $p = b_1 + \frac{2t}{\sin \varphi}$ und $b_1 = b - 2t . \cot g \varphi$ (28) u. (29)

Hieraus ergibt sich $p = b + 2t \left(\frac{1}{\sin \varphi} - \cot g \varphi\right) = b + 2t . \operatorname{tg} \varphi/_2$ (30)

Setzt man wieder $\frac{t}{b} = \eta$, so wird $p = b (1 + 2\eta . \operatorname{tg} \varphi/_2)$ (31)

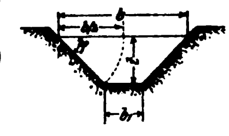


Abb. 233.

Führt man die Ausdrücke von 31 und 27 in die Gleichung 25 ein, so wird

$$b = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{c^2 J} \cdot \frac{1 + 2\eta \operatorname{tg} \varphi/_2}{\eta^3 (1 - \eta \cot g \varphi)^3}} \quad (32)$$

Wenn man diesen Ausdruck in 31 einsetzt, so wird

$$p = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{c^2 J} \cdot \left[\frac{(1 + 2\eta \operatorname{tg} \varphi/_2)^2}{\eta (1 - \eta \cot g \varphi)}\right]^3} \quad (33)$$

Ein Profil wird nun nach der Gleichung 23 für die Wasserführung am günstigsten, wenn p ein Minimum wird; p ist eine Funktion von η. Man hat also den Ausdruck $\frac{(1 + 2\eta \operatorname{tg} \varphi/_2)^2}{\eta (1 - \eta \cot g . \varphi)}$ nach η zu differenzieren und den ersten Differentialquotienten = 0 zu setzen. Hieraus ergibt sich

$$\frac{(1 + 2\eta \operatorname{tg} \varphi/_2)\left(\frac{2\eta}{\sin} - 1\right)}{\eta^2 (1 - \eta \cot g . \varphi)^2} = 0.$$

Der Ausdruck wird = 0, wenn entweder $1 + 2\eta \operatorname{tg} \varphi/_2 = 0$ d. h. $\eta = -1/2 \cot g \varphi/_2$ wird oder wenn $\frac{2\eta}{\sin \varphi} - 1 = 0$ wird, d. h. $\eta = 1/2 . \sin \varphi$.

Durch Bildung des zweiten Differentialquotienten findet man, dass für den ersten Ausdruck das Maximum, für den zweiten das Minimum der Funktion von η eintritt.

Es wird also der benetzte Umfang p zum Minimum, wenn $\eta = 1/2 . \sin \varphi$ und $t = \eta . b = 1/2 \, b \sin \varphi$, beziehungsweise $b = \frac{2t}{\sin \varphi}$ (34) wird. Setzt man diese Werte in die Gleichung (30) ein, so wird für das günstigste Profil $p = 2t . \frac{2 - \cos \varphi}{\sin \varphi}$ (35) und wenn man in die Gleichung (26) $F = (b - t . \cot g \varphi) t$ den obigen Ausdruck für b einsetzt, wird $F = t^2 \left(\frac{2 - \cos \varphi}{\sin \varphi}\right)$ (36) und $R = \frac{F}{p} = 1/2 \, t$ und $t = \sqrt[5]{\frac{2 Q^2 \sin^2 \varphi}{c^2 J (2 - \cos \varphi)^2}}$ (37)

In dem für die Wasserabführung günstigsten trapezförmigen Querschnitt ist also der hydraulische Halbmesser von dem Böschungswinkel unabhängig. Die Böschungslänge einer Seite muss gleich der halben Spiegelbreite sein.

Wird $\varphi = 90^0$, also das Profil ein rechteckiges, so wird $b = 2t$; $F = 2t^2$; und $p = 4t$; R wie beim trapezförmigen Querschnitt $= 1/2 t$. —

Soll dasjenige trapezförmige Profil gesucht werden, für welches die kleinsten Anlagekosten notwendig sind, so wird bei gleichem Q und J ausser p auch F zu einem Minimum werden müssen. Die Anlagekosten sind natürlich nicht allein von der Querschnittsfläche F, sondern noch von vielen anderen Umständen (Höhe der Hebung des Bodens, Transportlängen, Ausgleich von Abtrag und Auftrag, Lage des Grundwasserspiegels, Art der Befestigung von Sohle und Böschungen u. a. m.) abhängig, sodass diese Betrachtungen nur relativen Wert haben. Immerhin aber können sie die Übersicht erleichtern.

Setzt man in die Gleichung (27) den Ausdruck (32) für b ein, so wird

$$F = \sqrt[5]{\left(\frac{Q^2}{c^2 J}\right)^2 \frac{(1 + 2\eta \operatorname{tg} \varphi/_2)^2}{\eta (1 - \eta \operatorname{cotg} \varphi)}} \tag{38}$$

Soll F als Funktion von η ein Minimum werden, so wird der Ausdruck $\left(\frac{(1 + 2\eta \operatorname{tg} \varphi/_2)^2}{\eta (1 - \eta \cdot \operatorname{cotg} \varphi)}\right)$ nach η zu differenzieren und der erste Differentialquotient $= 0$ zu setzen sein. Man sieht, dass diese Funktion dieselbe ist, wie diejenige aus Gleichung 33 und deshalb muss auch F am kleinsten werden für $t = 1/2 b \cdot \sin \varphi$ und $b = \frac{2t}{\sin \varphi}$.

Um also bei gegebenem φ, b, Q und J das günstigste trapezförmige Profil zu finden, braucht man nur aus A (Abb. 233) mit $^1/_2$ b einen Kreisbogen zu schlagen, so wird der Schnittpunkt des Bogens mit der Böschungslinie zugleich den Schnittpunkt der Sohle angeben. Für das günstigste Profil ergeben sich auch, indem man in die Gleichung (32) den Wert für $\eta = 1/2 \cdot \sin \varphi$ einsetzt, $b = \sqrt[5]{\frac{64 Q^2}{c^2 \cdot J \cdot \sin^2 \varphi \cdot (2 - \cos \varphi)^2}}$ (39)

$F = 1/4 b^2 \cdot \sin \varphi \cdot (2 - \cos \varphi)$ und $p = b (2 - \cos \varphi)$ (40 u. 41)

Im günstigsten Profil ist die Sohlenbreite $b_1 = b (1 - \cos \varphi)$ (42)

$$\frac{t}{b_1} = \frac{\sin \varphi}{2 (1 - \cos \varphi)}$$

Hieraus ergibt sich $\frac{t}{b_1}$ für verschiedene Neigungswinkel der Böschungen wie folgt:

	Für vertikale Seitenböschungen $\operatorname{tg} \varphi = \infty$	Für Böschungen 1 : 1/2 $\operatorname{tg} \varphi = 2$	1 : 1 $\operatorname{tg} \varphi = 1$	1 : 1,5 $\operatorname{tg} \varphi = 2/3$	1 : 2 $\operatorname{tg} \varphi = 1/2$	1 : 3 $\operatorname{tg} \varphi = 1/3$
$\frac{t}{b_1}$	= 0,50	= 0,81	= 0,21	= 0,65	= 2,11	= 3,04

Aus Gleichung (39) folgt, dass wenn man bei gegebenen Q und J zum Beispiel wegen des Grunderwerbs b zu einem Minimum machen will, $\varphi = 90^0$ werden muss.

Beispiel: Wenn man die sekl. Wassermenge Q = 60 cbm/sek. und das Gefälle J = 1 : 8700 und das Böschungsverhältnis 1 : 2 wie beim Lechwerk-Gersthofen wählte und wollte das günstigste Profil suchen, so würde zu setzen sein $F = t^2 \cdot \left(\frac{2 - \cos \varphi}{\sin \varphi}\right) = t^2 \left(\frac{2 - 0{,}984}{0{,}447}\right) = t^2 \cdot 2{,}47$. Da ein Profil mit Kiesdeckung angenommen ist, soll c vorläufig = 45 gewählt werden. Es ist dann nach (23)

$$60 = 2{,}47\, t^2 \cdot 45 \cdot \sqrt{\frac{t}{2} \cdot J} \text{ oder } t = \sqrt[5]{\frac{(60)^2 \cdot 8700 \times 2}{(2{,}47)^2 (45)^2}} = 5{,}51 \text{ m},$$

b ergäbe sich $= \frac{2t}{\sin \varphi} = \frac{11{,}02}{0{,}447} = 24{,}66$: $b_1 = b - 2t \cdot \operatorname{cotg} \varphi = 24{,}66 - 22{,}04 = 2{,}62$, R würde $= \frac{t}{2} = 2{,}76$. Für diesen Wert von R würde nach Bazin, Tab. VII, Spalte 6, der Beiwert c ≌ 48,7 zu setzen sein. Man könnte also die Rechnung mit c = 48,7 wiederholen. Da aber die Bestimmung des Beiwertes c ohnehin unsicher bleibt, und man überhaupt mit Rücksicht auf die Ablagerungen in der Sohle, auf den Graswuchs etc. in der Praxis lieber etwas zu ungünstige Annahmen macht, so genügt die angestellte Rechnung. F ergab sich zu 74,94 qm und $v = \frac{Q}{F}$ zu rd. 0,80 m/sek. Eine Wassertiefe von 5,51 m würde ohne feste Bekleidung nur bei einem sehr undurchlässigen Terrain zulässig sein und bei durchlässigem Terrain eine sehr sorgfältige Dichtung von Sohle und Böschung erfordern. Die Geschwindigkeit von 0,80 m/sek. würde immerhin eine Bedeckung der Böschungen von etwas grösserer Dicke und mit etwas gröberem Kiese verlangen, als sie bei der tatsächlich beim Lechwerk zugrunde gelegten Geschwindigkeit von 0,74 notwendig war. Wenn sich die Wasserspiegellinie gerade in Terrainhöhe befände, so würde sich zwar mit dem theore-

tisch besten Profil gegenüber dem beim Lechwerk gewählten Profil von 81,0 qm Querschnitt (Abb. 134, S. 559) eine Ersparnis von 6,06 qm, also von 6,06 cbm Bodenbewegung pro lfm. Kanal ergeben, da aber die Wasserspiegellinie zum Teil höher lag als das Terrain und deshalb Dämme nötig waren, so kam es noch darauf an, den besten Ausgleich zwischen Auftrag und Abtrag zu finden, und in dieser Beziehung war das tatsächlich gewählte Profil dem theoretisch günstigsten vorzuziehen. Auch hätte man zu berücksichtigen gehabt, dass bei dem theoretisch günstigsten Profile der Boden höher zu heben gewesen wäre als bei dem gewählten Profil und dass bei ersterem ein Teil des Bodens unter Wasserandrang auszuheben gewesen wäre, also im Anschlag mit höheren Einheitspreisen hätte zum Ansatz gebracht werden müssen. Man wird überhaupt Wassertiefen von mehr als 4,5 m bei grösster Füllung für Erdprofile mit Kiesdeckung mit Rücksicht auf die Schwierigkeit der Dichtung und die Gefahr des Durchbruchs selten wählen, es sei denn, dass man entweder mit der Sohle bereits unter dem Grundwasserspiegel liegt, als Wasserdruck also nur die Differenz zwischen diesem und dem Kanalspiegel in Frage kommt, oder dass man den Kanal in ganz zweifellos undurchlässigem Boden von genügender Mächtigkeit einschneiden kann. Beim Lechwerkkanal waren ferner noch Schiffahrtsinteressen zu berücksichtigen und daraus ergab sich bereits eine Mindestbreite im Wasserspiegel von $2 . 8,6 = 17,2$ m, unter welcher die Wassertiefe nicht weniger als etwa 2,0 m betragen durfte. Bei dem ermittelten für die Wasserführung theoretisch günstigstem Profile war die Gesamtspiegelbreite 24,66 m und die Breite, unter welcher noch mindestens eine Wassertiefe von 2,0 m vorhanden gewesen wäre, hätte nur $24,66 - 8,0 = 16,66$ m betragen, also man hätte schon wegen der Schiffahrt das für die Wasserführung günstigste Profil entsprechend umgestalten müssen.

Soll für bestimmte Werte von Q, t oder b und J der Winkel φ gefunden werden, bei welchem das für die Wasserführung günstigste Profil entsteht, so ist der Ausdruck aus Gleichung (36) für $F = t^2 \left(\frac{2 - \cos\varphi}{\sin\varphi}\right)$ nach φ zu differenzieren und der erste Differentialquotient $= 0$ zu setzen. Man erhält dann $2 . \cos\varphi = \sin^2\varphi + \cos^2\varphi = 1$; $\cos\varphi = 1/2$; also $\varphi = 60^0$. Böschung 1:0,577. Den günstigsten Querschnitt bildet demnach, wenn man bezüglich des Winkels φ freie Wahl hat, ein halbes regelmässiges Sechseck (Abb. 234), in welchem $F = 1,725\,t^2$; $t = \frac{b}{2,3}$ (angenähert); $p = 3,45\,t$; $b = 2,3\,t$; $b_1 = 1,15\,t$ ist, denn. R wird wieder $= \frac{t}{2}$.

Abb. 234.

Diese Neigung von 1:0,577 oder angenähert 1:1/2 wird in Einschnittsprofilen oft mit Vorteil gewählt werden, wenn eine Befestigung der Böschungen mit Trockenmauern oder Betonmauern notwendig ist.

Soll eine gewisse Geschwindigkeit nicht überschritten werden und will man mit Rücksicht auf die Dichtung von Sohle und Böschungen auch die Wassertiefe t festlegen, so sind bei gegebenem Böschungswinkel und bei gegebener Wassermenge Q auch das kleinste Profil und das Gefälle festgelegt, denn es ist $F = \frac{Q}{v} = t^2 . \text{cotg} . \varphi + b_1 t$ und

$$b_1 = \frac{Q}{v . t} - t . \text{cotg}\,\varphi \text{ und } p = \frac{Q}{vt} - t\,\text{cotg}\,\varphi + \frac{2t}{\sin\varphi} = \frac{Q}{vt} + 2t\left(\frac{2 - \cos\varphi}{\sin\varphi}\right).$$

Hieraus wäre R zu bestimmen, alsdann nach den Tabellen VI bis VIII der Beiwert c zu wählen und $J = \frac{v^2}{c^2 . R}$ zu berechnen.

Wie aus der Tabelle VII deutlich hervorgeht, hängt die Geschwindigkeit bei gegebenem Gefälle in erheblichem Masse von dem **Rauhigkeitsgrad** des benetzten Umfanges ab. Man wird daher häufig zu untersuchen haben, ob ein Profil mit Betonbekleidung der Sohle und Böschungen nicht billiger wird als eines, welches zum Schutze des Dammes oder Einschnittbodens z. B. mit Kiesdeckung versehen ist.

Beispiel: Das normale Profil der Anlage Wangen (Taf. XXII, Fig. 6a) hat bei 4,0 m Wassertiefe einen Querschnitt von 102,0 qm und einen benetzten Umfang von 36,89 m, sodass R = 2,77 m und v bei 100 cbm/sek. = 0,98 m/sek. wird; c sei hier = 52,5 angenommen für J = 0,000125 (S. 781 ad 13).

Um zu untersuchen, wie sich die Kosten eines Profils mit Betonbekleidung und Böschungen von 1 : 1 stellen würden, bei dem man c_1 etwa zu 75 annehmen könnte, wenn R ungefähr denselben Wert behielte, würde man die Geschwindigkeit v_1 im gesuchten Profil bei gleichem Gefälle J vorläufig berechnen können nach $v_1 = c_1 \cdot \frac{v}{c} = \frac{75 \cdot 0{,}98}{52{,}5} = 1{,}40$ m/sek. t soll gleichfalls = 4,0 m angenommen werden und auch im gesuchten Profil soll in Höhe von 3,0 m über der Sohle beiderseitig ein Bankett von je 1,0 m angelegt werden. Bei einer Böschung von 1 : 1 wird $\cotg \varphi = 1$ und es wird $F = \frac{Q}{v_1} = \frac{100}{1{,}4}$ = rd. 71,4 qm. Bezeichnet b_1 die Sohlenbreite, so ist $71{,}4 = 3^2 + b_1 4 + 2 \times 4 + 1$ woraus sich $b_1 = 13{,}35$ m, ferner b = 23,35 m bei t = 4 m und b' = 26,15 bei t' = 5,4 m ergeben. Der benetzte Umfang p_1 wäre = 26,66 und R = 2,68, woraus sich v_1 = 1,373 ergeben würde. Mit diesem Wert könnte man nun die Rechnung wiederholen. Da aber der Unterschied in der Geschwindigkeit nur klein ist, kann es bei der Unsicherheit in der Bestimmung des Wertes von c_1 mit dem Profil sein Bewenden haben. Hiernach würde also für das mit Beton ausgekleidete Profil pro lfm. Kanal 102 − 71,4 = 30,6 cbm weniger Boden zu bewegen sein, wenn man die Wasserspiegellinie in Terrainhöhe annimmt, und es würden dadurch 30,6 . 0,7 = 21,42 Mk. pro lfm. Kanal an Erdarbeiten gespart werden können. Die Kiesdeckung der Böschungen und Sohle bei dem Erdprofil soll einschliesslich der Dichtungsarbeiten und des Mehraushubs von Boden mit 1,6 Mk. pro qm veranschlagt werden, sodass die Bekleidung mit Kies 36,89 . 1,6 = 59,02 Mk. pro lfm. Kanal kosten würde. Nimmt man bei dem mit Beton ausgekleideten Profil eine durchschnittliche Dicke der Bekleidung von 18 cm an, so sind pro lfm. Kanal 26,66 × 0,18 = rd. 4,80 cbm Beton notwendig, welche in der Voraussetzung, dass der Kies an Ort und Stelle gewonnen werden könnte, etwa mit 15 Mk. pro cbm zu veranschlagen wären. Für die Putzschicht zur Glättung der Böschungen und der Sohle hätte man noch etwa 0,50 Mk. pro qm oder pro lfm. Kanal 26,66 × 0,5 = 13,30 zu rechnen, sodass die Bekleidung mit Beton und Glattputz pro lfm. Kanal 85,30 Mk. kosten würde. Es würden also das Profil mit Betonbekleidung Mehrkosten verursachen: 85,30 — (59,02 + 21,42) = 4,86 Mk. pro lfm. Kanal, welchen Mehrkosten bei den Strecken mit 5,4 m Sohlentiefe unter Terrain ein um (40,60 — 26,15) = 14,35 qm kleinerer Grunderwerb pro lfm. zugunsten des Profils mit Betonauskleidung gegenüberstände.

Wie aus Tabelle IX hervorgeht, ist man in bezug auf die Geschwindigkeit bei Profilen mit Kies und Schotterbedeckung in engeren Grenzen gebunden, hat aber grösseren Spielraum bei allen Profilen mit fester Bekleidung des benetzten Umfanges. Man kann deshalb noch Vergleiche für verschiedene Gefälle anstellen, um das günstigste zu finden, wobei der Nutzwert der verschiedenen Lösungen in Berücksichtigung zu ziehen ist. Ist H in m die Druckhöhe in den Turbinen bei einem Wasserspiegelgefälle J in m und H_1 diejenige bei einem zweiten stärkeren J_1, so verhalten sich die erzielbaren Leistungen in PS_e an den Turbinen bei einem bestimmten Q in cbm/sek. wie $H : H_1$ und wenn man in beiden Fällen während a Stunden die Kraft jährlich ausnutzen kann, so verhalten sich auch die jährlichen Leistungen in PS_e-Stunden $\frac{Q \cdot H \cdot 10 \cdot a}{Q \cdot H_1 \cdot 10 \cdot a} = \frac{A}{B}$ wie $\frac{H}{H_1}$. Der Ausdruck $(A - B) \cdot C$ würde den Aufwand in Mk. darstellen, welchen man jährlich höchstens für das Profil mit dem schwächeren Gefälle mehr aufwenden dürfte, wenn C den Nutzwert pro PS_e-Stunde in Mk. bedeutet. Bezeichnet man mit D in Mk. die Mehrkosten des Profils mit dem schwächeren Gefälle J, so würde $\frac{D \cdot 6{,}2}{100}$ etwa die jährlichen Mehraufwendungen bei einer Verzinsung von 4,5 % jährlich, einer Tilgung in 50 Jahren und einer Quote für Unterhaltung und Bedienung von je 0,5 % bedeuten. Es müsste also sein $(A - B) \cdot C > \frac{D \cdot 6{,}2}{100}$. In der Praxis wird man für den Nutzwert (Einnahmen weniger Ausgaben) pro PS_e-Stunde C bei derartigen Rechnungen stets ungünstigste Werte einsetzen um sicher zu gehen.

Mitunter wird es nicht möglich sein, ein einheitliches Profil und ein einheitliches

Gefälle für die ganze Kanalstrecke durchzuführen, sondern man wird durch die Örtlichkeit gezwungen sein, oder durch die Rücksichtnahme auf die möglichste Einschränkung der Anlagekosten dazu geführt werden, das Profil und das Gefälle streckenweise zu ändern (vgl. z. B. Anlage Wangen S. 429, Bergamasca Taf. IX, Fig. 4 und 5, Turbigo Taf. V, Fig. 3 und 4). Wird ein Profil, in welchem gleichförmige Bewegung herrscht, verengert (Abb. 235) und ist die Strecke des verengerten Profils so lang, dass sich in ihm abermals eine gleichförmige Bewegung bilden kann, so kann man mit Hilfe der folgenden Formeln die Rechnungen durchführen:

Abb. 235.

Es seien J das relative Gefälle der beiden Strecken mit gleichförmiger Bewegung, R, v, t der hydraulische Halbmesser, die Geschwindigkeit und die Wassertiefe des oberen Profils, R′, v′, t′ der hydraulische Halbmesser, die Geschwindigkeit und die Wassertiefe in dem unteren verengerten Profil, dann gelten die Gleichungen:

$$R \, . \, J = \frac{v^2}{c^2}; \quad R' \, . \, J = \frac{v'^2}{c^2}; \quad \frac{R}{R'} = \frac{v^2}{v'^2} \tag{43}$$

Der Beiwert c der allgemeinen Geschwindigkeitsformel $v = c \, . \, \sqrt{R\,J}$ ist von R und v abhängig und braucht daher in beiden Fällen nicht gleich zu sein, er kann aber zunächst annäherungsweise als gleich angenommen werden. Es sei nun ferner vorausgesetzt, dass das obere Profil in ein rechteckiges mit gleichem Q, v und demselben t verwandelt sei und dass b die Breite dieses Profils bedeute. Hierbei ist zu beachten, dass der hydraulische Halbmesser der gleiche sein muss. Also wenn b_1 die Sohlenbreite des für die Rechnung in ein rechteckiges umzuwandelnden vorhandenen Profils und φ den Böschungswinkel bedeuten, so muss sein: $\frac{b \, . \, t}{b + 2t} = \frac{t\,(b_1 + t \operatorname{cotg} . \, \varphi)}{b_1 + \frac{2t}{\sin \varphi}} = R$, woraus sich nach Einsetzung der Zahlenwerte für t, b_1 und φ oder direkt für R leicht b berechnen lässt. Gesucht soll werden die Wassertiefe t′ in dem unteren engeren Profil, welches zunächst auch als rechteckig anzunehmen ist mit einer vorläufigen, unter Berücksichtigung der Örtlichkeit oder der möglichst kleinen Anlagekosten gewählten Breite b′. Zur Auffindung eines ersten Annäherungswertes kann man nach (43) setzen: $\frac{t'}{t} = \frac{v'^2}{v^2}$.

Es ist ferner $t \, . \, b \, . \, v = t' \, . \, b' \, . \, v'$; $\frac{v'^2}{v^2} = \frac{t^2 \, . \, b^2}{t'^2 \, . \, b'^2}$ und unter Benutzung der obigen Näherungsgleichung $\frac{t'^3}{t^3} = \frac{b^2}{b'^2}$ und $t' = t \, . \, \sqrt[3]{\frac{b^2}{b'^2}}$ (44)

Hat man auf diese Weise t′ angenähert ermittelt, so kann man Zahlenwerte für v′ und R′ berechnen und danach auch den richtigen Wert für c′ wählen und t′ aus der Formel $Q = b' \, t' \, c' \sqrt{R' \, J}$ genauer berechnen. Ergibt sich eine grössere Abweichung von dem zuerst ermittelten Werte von t′, so wird man neue Zahlenwerte für R′ und c′ ermitteln und die Rechnung wiederholen. Kleinere Abweichungen kann man unberücksichtigt lassen, da die Bestimmung der Werte von c ohnehin immer unsicher bleibt. Die Erhöhung h, welche der Wasserspiegel am Anfang des verengerten Profils erfahren muss, ist:

$$h = t' - t \cong t \left(\sqrt[3]{\frac{b^2}{b'^2}} - 1 \right). \tag{45}$$

Wäre z. B. $b' = 4/5\,b$, so würde sich $h = 0{,}164\,t \backsim 1/6\,t$ ergeben. Bei $b' = 1/2\,b$ würde $h = 0{,}6\,t$.

Zwischen den Profilen A und B muss die Geschwindigkeit des Wassers von v zu v' übergehen, wozu eine Druckhöhe $h_1 = \frac{v'^2 - v^2}{2g}$ vorhanden sein muss. Die Wasserhöhe bei A wäre also demnach $t' + h_1$. Daraus ergibt sich aber, dass die Geschwindigkeit bei A nicht mehr v, sondern entsprechend dem grösseren Querschnitte $F_A = b(t' + h_1)$ zu $v_A = \frac{Q}{b(t' + h_1)}$ wird. Deshalb ist die Grösse h_1 erneut zu berechnen aus der Gleichung $h_1 = \frac{v'^2 - v_A^2}{2g}$.

Von Profil A nach aufwärts wird der Wasserspiegel in einer asymptotischen Staukurve allmählich in den normalen Wasserspiegel der gleichförmigen Bewegung übergehen. Wegen Berechnung der Stauweite vergl. S. 636/637. Ergibt sich mit dem vorläufig gewählten b' und der Annahme, dass die Sohle parallel zum ursprünglichen Wasserspiegelgefälle J in ungebrochener gerader Linie durchläuft, ein Aufstau, welcher für die Verhältnisse nicht passt, so wäre das nächstliegende, dass man die Sohle im verengten Profile entsprechend vertieft. Geht das nicht an, so wird man aus den Ergebnissen der Rechnungen nunmehr schon in der Lage sein, für b' eine andere passendere Grösse zu wählen, mit der dann die Rechnung zu erneuern ist, oder man kann unter Beibehaltung des gewählten bezw. ermittelten Wertes von b' und mit einem passend gewählten Werte für t' das Gefälle in dem verengten Profil verstärken und es ergibt sich $J' = \frac{Q^2}{b'^2 t'^2 c'^2 R'}$.

Ausser auf die günstigste Wasserführung hat man bei dem Entwerfen eines Werkkanals auch darauf Rücksicht zu nehmen, dass die in den Werkkanal hinein gelangenden Geschiebe und Sinkstoffmengen, welche bei schwachem Betriebe und in den Betriebspausen zur Ablagerung kommen zu den Grundablässen geführt werden, damit künstliche Räumungen der Kanalsohle, welche immer in unliebsamer Weise die Betriebskosten vergrössern, vermieden werden. So zum Beispiel sind die Ablagerungen in dem Werkkanal der Anlage Jonage-Cusset-Lyon doch so beträchtlich, dass von Zeit zu Zeit Baggerarbeiten nötig werden. Auf S. 132 sind diejenigen Geschwindigkeitszahlen, bei welchen sich nach Du Buat, Franzius, Suchier noch die Sinkstoffe und Geschiebe von verschiedener Korngrösse bewegen, mitgeteilt, und es ist auf S. 133 und 134 gezeigt, dass die Schleppkraft an der Sohle $S = 1000 . t . J$ in kg/qm ist, wenn das Gewicht eines cbm Wassers = 1000 kg gesetzt wird. Der Widerstand, den das Geschiebe der Schleppkraft entgegenstellt, beträgt pro qm $W = (\gamma_0 - 1000) V . r$, wenn γ_0 das Gewicht pro cbm des Geschiebes, V das Volumen des Geschiebes auf einem qm und $r = \operatorname{tg} \alpha$ den Reibungsbeiwert bedeuten. Es sind also die Wassertiefe, das Gefälle und der Reibungswinkel auf die Geschiebeabführung von Einfluss, und es folgt daraus, dass bei gleichem Gefälle die tieferen Profile und bei gleichem Gefälle und gleicher Tiefe die Profile mit fester glatter Sohle in bezug auf die Geschiebeabführung den Vorzug verdienen.

Bezeichnet d in m die Dicke einer auf 1 qm der Sohle gleichmässig verteilt liegenden Geschiebeschicht, so muss sein $1000 . t . J > (\gamma_0 - 1000) . d . \operatorname{tg} \alpha$. Die Formel gilt für wagerechte Sohle. Ist der Neigungswinkel der Sohle in der Längsachse eines Werkkanals β, so tritt zu der Schleppkraft des Wassers pro qm Sohlenfläche noch die bewegende Kraft, welche die Erdschwere auf das Geschiebe selber ausübt $= (\gamma_0 - 1000) . d . \sin \beta$, und es wird der Widerstand $W_1 = (\gamma_0 - 1000)\, d . \operatorname{tg} \alpha . \cos \beta$. In diesem Falle muss also sein: $1000\, t . J + (\gamma_0 - 1000)\, d \sin \beta > (\gamma_0 - 1000) . d . \operatorname{tg} \alpha . \cos \beta$. (46)

Da das Gefälle, welches man der Sohle eines Werkkanals geben kann, fast in allen Fällen schwächer als 1 : 250, also $\operatorname{tg} \beta \cong \sin \beta < 0{,}004$ und $\cos \beta \sim 1$ sein werden, so kann

die Neigung der Kanalsohle bei gleichem J und t nur einen verschwindenden Einfluss auf die Bewegung der Ablagerungen haben. Man gibt aber dennoch häufig der Sohle eine gegen diejenige des Wasserspiegels verstärkte Neigung, um durch Absenkung des Wasserspiegels an den Turbinen oder Druckkammern eine grössere Spülwirkung erzielen zu können. So wurde bei der Anlage Lechwerk-Gersthofen der Sohle ein Gefälle von 1:2500 bei einem normalen Wasserspiegelgefälle von 1:8700 und der Sohle des Werkkanals der Anlage Kykkelsrud bei einem normalen Wasserspiegelgefälle von 1:1733 ein Gefälle von 1:660, der Sohle des allerdings nur rd. 600,0 m langen Werkkanals der Anlage Fure et Morge ein Gefälle von 1:250 bei einem normalen Wasserspiegelgefälle von beinahe 1:∞ gegeben. Bei der Anlage Hagneck Taf. XXXII, Fig. 6, steigt die Sohle des Werkkanals nach dem Krafthause zu an, weil die Spülung durch Absenkung des Wasserspiegels am Wehr erfolgt.

Beispiel: Nimmt man in einem Werkkanal von 5 km Länge bei einem Wasserspiegelgefälle von 1:10000 ein ebensolches Sohlengefälle und auf der ganzen Länge eine gleichmässige Tiefe von 4,0 m an, so ist auf der ganzen Kanallänge die Schleppkraft gleichmässig 1000.4.0,0001 = 0,4 kg/qm. Wenn man nun zu Spülzwecken den Wasserspiegel am unteren Ende so stark absenkt, dass ein Wasserspiegelgefälle von 1:2500 entsteht, so verringert sich die Wassertiefe vom oberen bis zum unteren Ende auf 4,0—5000.0,0003 = 2,50 m. Die Schleppkraft wird hier nunmehr 1000.2,5.0,0004 = 1,0 kg/qm. Sie wird also gegenüber derjenigen bei dem Wasserspiegelgefälle von 1:10000 an dem unteren Ende nur um das 2 1/2 fache wachsen, während sie an dem oberen Ende bei gleicher Wassermenge Q = 0,4 kg bleibt und entsprechend der hyperbolischen Senkungskurve des Wasserspiegels (vergl. G. Tolkmitt, Handb. der Ing.-Wiss. 1892. Bd. III. Stauwerke. S. 240) von oben nach unten anwächst. Würde man dagegen der Sohle ein Gefälle von 1:2500 geben, so würde die Wassertiefe bei einem durchschnittlichen Wasserspiegelgefälle von 1:10000 am unteren Ende 5,5 m sein und die Schleppkraft vom oberen bis zu dem unteren Ende ungefähr gleichmässig $\frac{0,4+0,55}{2} = 0,475$ bleiben. Senkt man wiederum den Wasserspiegel am Ende so ab, dass ein Wasserspiegelgefälle von 1:2500 entsteht, so würde die Wassertiefe in der ganzen Kanallänge gleichmässig noch 4,0 m und die Schleppkraft 1000.4.0,0004 = 1,6 kg/qm betragen, d. h. sie würde gegenüber dem ersten Falle auf der ganzen Kanallänge um das vierfache gewachsen sein.

Es ist nun leider noch nicht aufgeklärt, welche Geschwindigkeit v_g des Geschiebes einer bestimmten Schleppkraft S entspricht, sodass man die **Geschiebemenge**, welche über 1 qm in der Zeiteinheit bewegt wird, noch nicht rechnerisch ermitteln kann.

Franz Kreuter entwickelt im 6. Bd. „Der Flussbau", des III. Teils „Der Wasserbau" d. Handb. der Ing.-Wissenschaften 1907, S. 15 und 16 für die sekl. durch ein Profil bewegten Geschiebemengen die Gleichung

$$G = \chi (1000\,J)^2 \int_0^b (t - t_0) \,.\, t\,dx,$$

worin χ eine durch Versuche noch aufzufindende „Abfuhrziffer"[21]) für die verschiedenen Arten von Geschieben und Sinkstoffen, b die Sohlenbreite des Profils und $\int_0^b t\,dx$ die Fläche des Durchflussprofils über der Sohle bedeuten. Hierbei ist angenommen, dass sich ν Lagen von Kiesel oder Sand je von der Dicke d in m übereinander befinden, dass die unterste Lage die Geschwindigkeit 0 hat und dass sich jede Lage gegen ihre Unterlage mit einer Geschwindigkeit v_g bewegt, derart, dass die zweite Lage von unten die Geschwindigkeit v_g, die dritte Lage die Geschwindigkeit $2v_g$ und die νte die Geschwindigkeit $(\nu - 1) \,.\, v_g$ besitzen, sodass die ganze über 1 qm bewegte Geschiebemenge

$$q = \nu \,.\, d \frac{(\nu - 1)}{2} \,.\, v_g = e \frac{(\nu - 1)}{2} \,.\, v_g \text{ ist.}$$

t und t_0 in m in der obigen Formel bedeuten die Wassertiefen über der untersten bezw. obersten Kiesschicht und haben bei wagerechter Sohle die Werte

$$t = e \frac{(\gamma_0 - 1000)\,\mathrm{tg}\,\alpha}{1000 \,.\, J}; \quad t_0 = d \frac{(\gamma_0 - 1000)\,\mathrm{tg}\,\alpha}{1000 \,.\, J}.$$

[21]) Nach Kreuter sind seit einigen Jahren eingehende Forschungen im Werke, aber noch nicht abgeschlossen. Bis jetzt soll nur feststehen, dass χ wie nicht anders zu erwarten eine sehr kleine Zahl ist.

Nach der Kreuterschen Formel würde daher die Geschiebeabfuhr in quadratischem Verhältnis von dem Wasserspiegel-Gefälle abhängig sein, sodass bei Verdopplung des Gefälles eine Vervierfachung der Geschiebeabfuhr eintreten würde. Man wird zunächst abzuwarten haben, wie weit die praktischen Versuche die Richtigkeit der Kreuterschen Formel bestätigen.

Unter Beachtung der vorstehend gegebenen theoretischen Hinweise wird man nunmehr nach dem Studium der im Kapitel II beschriebenen ausgeführten Beispiele im gegebenen Falle die richtige Wahl für die Grösse und Form des Kanalprofils und für das Gefälle treffen können; es mögen aber nachstehend noch einige praktische Hinweise folgen:

Werkkanälen in Boden mit Befestigung in Kies wird man meistens eine geradlinige Sohle geben. Dagegen gibt man bei Profilen mit fester Sohle letzterer entweder in Form eines stumpfen Winkels Neigungen von etwa 1 : 10 nach der Mitte oder macht sie gewölbt. Diese Wölbungen oder Neigungen sollen dazu dienen, die Ablagerungen des Kanals in der Mitte zu sammeln und ihre Bewegung in der Längsrichtung zu erleichtern, da im Stromstrich die grösste Wassergeschwindigkeit herrscht. Bei dem Werkkanal der Anlage Rheinfelden (S. 580) wurde in der Mitte der Kanalsohle eine vertiefte viereckige Schlammrinne angelegt. Auch bei dem nur 200,0 m langen Werkkanal der Anlage Hagneck hat man eine gleiche Anordnung getroffen (S. 475 und Taf. XXXII, Fig. 6). Ob solche Kies- oder Schlammrinnen einen grösseren praktischen Wert haben, ist noch nicht mit Sicherheit festgestellt.

Die Neigungswinkel der Böschungen bei Einschnittsprofilen in Boden hängen von der Beschaffenheit des Bodens ab und müssen jedenfalls kleiner sein als der natürliche Böschungswinkel des Materials, wenn es unter Wasser kommt.

Bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon wurden im Einschnitt Neigungen von meistens 1 : 3 bei einer normalen Wassertiefe von 2,5 m gewählt (S. 508 u. Taf. XXXVIII, Fig. 3 bis 6). Beim Lechwerk (S. 559) haben die Böschungen eine Neigung von 1 : 2 bis zur Wassertiefe von 3,5 m. Bei der Anlage Wangen, wo die Wassertiefe bei voller Füllung 4,4 m beträgt, sind gleichfalls zweifache Böschungen gewählt. Man hat aber in Höhe von 3,0 m über der Sohle ein Bankett von 1,0 m Breite beiderseitig angeordnet.

Liegt die Sohle des Einschnittprofils im Schwimmsand, so muss man den Fus der Böschungen durch Trockenmauern oder durch Spundwände sichern, wie es z. B. bei dem Unterkanal des Lechwerks (S. 559) geschehen ist.

Bei Dammprofilen kommt vor allen Dingen die Dichtigkeit des Dammes in Frage. Wie gross die Dammbreite am Fusse sein muss, um die Dichtigkeit bei gegebener Wassertiefe zu gewährleisten, hängt von dem verwendeten Dammaterial und von den künstlichen Mitteln ab, welche zur Dichtung des Dammes angebracht werden sollen. Bei Dämmen, deren wasserberührte Böschungen nicht durch eine undurchlässige Decklage gedichtet sind, wird die Basisbreite mindestens das fünf- bis sechsfache der grössten Wassertiefe über der Basis betragen müssen. Im übrigen sei auch auf die Angaben im § 1, B. Talsperren S. 706 verwiesen. Die Kronenbreite der Kanaldämme wird nicht unter 0,4 h bis 0,5 h zu bemessen sein und sie ergibt sich bei gegebener Breite des Dammfusses von selbst, wenn man für die luftseitige Böschung einen Neigungswinkel gewählt hat. Unbefestigte Aussenböschungen dürfen keinenfalls steiler als 1 : 1,5 angelegt werden. Bei grösserer Dammhöhe ist es sehr zu empfehlen, kleine Bankette anzulegen, damit der Regen keine tiefen Rinnen auswaschen kann. Soll die Krone des Dammes z. B. als Treidelweg oder Fahrweg dienen, so werden sich aus dieser Zweckbestimmung von selbst die Breitenabmessungen ergeben. Die Kronenhöhe eines Kanaldammes über dem höchsten Wasserspiegel wird mindestens 0,5 m, bei breiten und schiffbaren Kanälen aber 1,0 bis 1,5 m betragen müssen. Gepflasterte wasserseitige Böschungen können eine Neigung

von 1:1,5 erhalten; wenn das Pflaster mit Mörtel ausgegossen ist oder wenn die Befestigung der Böschungen mit einer Betondecke erfolgt, werden oft Neigungen von 1:1, wie z. B. bei der Anlage Vizzola (S. 345 u. Taf. I, Fig. 3, 4 u. 6) und St. Maurice Lausanne (Taf. XXIX, Fig. 4 u. 5), oder Neigungen von 1:1,25 wie bei der Anlage Turbigo (Taf. V, Fig. 3 bis 5) gewählt. Die billigste Befestigung von Sohle und Böschungen der Profile in Boden besteht, wenn das Material an Ort und Stelle gewonnen werden kann, in einer Decklage von gutem, groben Flusskies oder Schotter von 0,50 bis 0,70 m mittlerer Stärke. Hierbei wird man entsprechend der mit der Tiefe wachsenden Schleppkraft des Wassers das gröbste Material in der Sohle und den unteren Teilen der Böschungen verwenden. Bei hohen Böschungen ist es zweckmässig, der Kieslage durch eine oder mehrere wagerechte Stufen einen grösseren Halt zu verleihen. Kann man auf die Dichtigkeit des die Kanalwandungen bildenden Bodens nicht mit Sicherheit rechnen, so muss unter der Kieslage noch eine Dichtungslage aus gutem Ton oder Lehm angebracht werden und zwar je nach der Wassertiefe und der Reinheit des verwendeten Materials in Stärken von 0,20 bis 0,50 m. Wird eine solche Dichtungsschicht erforderlich, so empfiehlt es sich, den Böschungen eine schwache Neigung von weniger als 1:2 (1:2,5 bis 1:3) zu geben. Das Dichtungsmaterial für die Sohle und Böschungen muss in ganz dünnen Schichten aufgebracht und sorgfältigst festgestampft werden. Damit es nicht von dem Wasser aufgelöst wird, ist es zweckmässigerweise mit einer Schicht aus möglichst feinem Sande von 5 bis 10 cm zu bedecken und auf diese Schicht ist dann die Kiesdeckung aufzubringen. Statt der Dichtungsschicht auf den Böschungen und der Sohle kann natürlich auch bei Kanaldämmen ebenso wie bei Staudämmen die Verwendung von Kernen aus Ton oder Beton in Frage kommen (S. 707 u. ff.). Ist in der Nähe guter fester Rasen von Viehweiden zu finden, so kann für die oberen Teile der Innenböschungen, welche nur zeitweise bei höheren Wasserständen im Werkkanal unter Wasser sind, eine Rasendecke zugleich als Befestigung und Dichtung genügen.

Bei der Kanalanlage Jonage-Cusset-Lyon wurde als Dichtungs- und Deckungsschicht streckenweise eine Lage aus lehmigem Sand (70% Sand und 30% Lehm oder Ton) verwendet, welche in dünnen Schichten von 10 cm aufgetragen, alsdann mit hydraulischem Kalkpulver bestreut und mit geriffelten Walzen oder Stampfen zusammengepresst wurde (S. 510). Diese Decklage, welche je nach der Wassertiefe in Stärken von 0,30 bis 1,50 m ausgeführt wurde, gewann schon nach einigen Tagen die Festigkeit einer guten Chausseedecke und hat sich als dicht herausgestellt. Die Kosten haben, je nach der Stärke der aufgebrachten Schicht, etwa 1,05 bis 2,00 Mk. pro cbm einschliesslich der Kosten für den Kalk, aber ausschliesslich der Kosten für die Gewinnung des lehmigen Sandes betragen.

Die Befestigungen der Böschungen mit Spreutlagen, Deckfaschinen, Packwerk, Kopfrasen oder Flechtzäunen etc. kommen für Werkkanäle so gut wie nicht in Betracht, weil wegen der grossen Rauhigkeit dieser Befestigungsarten der Beiwert c in der Geschwindigkeitsformel zu klein angenommen werden müsste und sie deshalb als wirtschaftlich unzweckmässig zu betrachten sind.

Die Bekleidung der Böschungen und der Sohle mit Beton versieht man, um möglichst glatte Profilwände zu erzielen, zweckmässigerweise mit einem Glattputz aus Zement oder hydraulischem Kalkmörtel (600—1000 kg Zement oder hydraulischer Kalk auf 1 cbm Mörtel), welcher in Lagen von 1,0 bis 1,5 cm aufgebracht und glatt gerieben wird. Diese an sich sehr zweckmässige Bekleidung mit einer festen Decke darf aber bei hohen Dämmen nicht verwendet werden, es sei denn, dass man Material für die Dämme zur Verfügung hat, dessen Sackmass sehr klein ist. Bei Bodenarten, welche ein grösseres Sackmass haben, können sich unter der festen Decke leicht Hohlräume bilden, welche einen Bruch der Decke und eine Gefährdung des Dammes befürchten lassen.

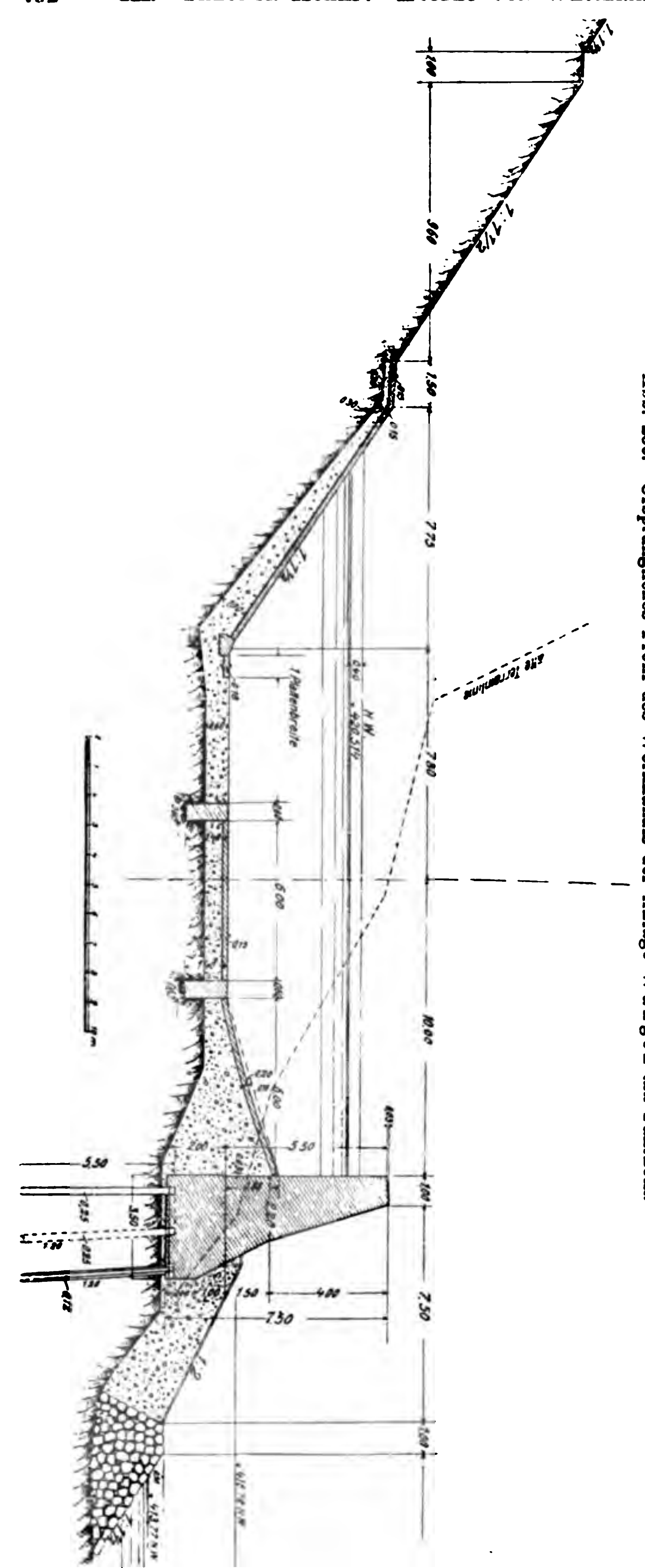


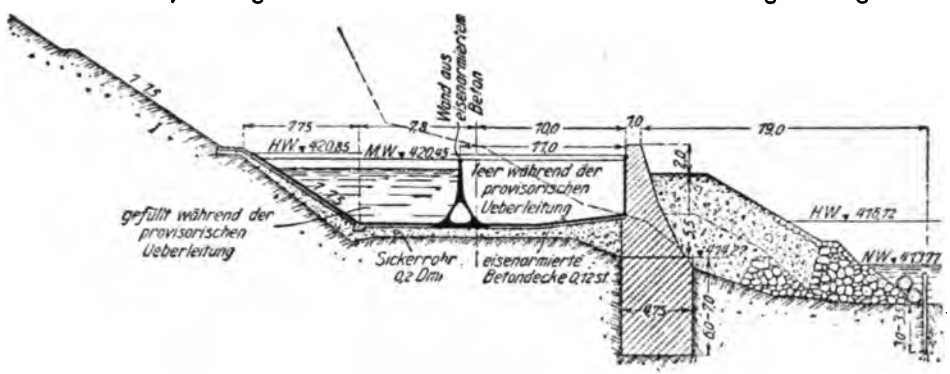
Abb. 236. Ursprüngliches Profil des Werkkanals der Anlage Wangen am Fahrhöfli.

Bei ganz oder zum Teil gemauerten Profilen ist mit Sorgfalt darauf zu achten, dass die Fundamente den gewachsenen Boden erreichen. Alles bröcklige und lose Gestein oder der nicht tragfähige Boden muss sorgfältig beseitigt werden, damit ein standsicherer und wasserdichter Anschluss der Mauer an den Grund erzielt wird. Bei der Berechnung solcher Kanalmauern muss man sich auf das genaueste darüber Rechenschaft geben, bis zu welcher Stelle man den Wasserdruck und Erddruck in Rechnung zu stellen hat. Wenn, wie z. B. bei einem Profil nach Taf. LIII. Fig. 6 der Anlage Bergamasca, welches an einem stark geneigten Abhang eingeschnitten wurde, der Zwikkel zwischen der abwärts gelegenen Mauer und dem natürlichen Felsen mit Steinen. Schutt oder Sand ausgefüllt und darauf die Kanalsohle in Beton gelegt wird, so darf man nicht nur den Wasserdruck im Kanalprofil selbst in Rechnung setzen, sondern man muss annehmen, dass der volle Wasserdruck bis zur Fundamentsohle der Mauer zur Wirkung kommen kann.

Hohe Kanalmauern, welche an der Wasserseite einer verhältnismässig wenig schwankenden Temperatur (von 0 bis 20°), an der Luftseite aber der Sonne und dem Froste ausgesetzt sind, erleiden sehr starke innere Spannungen; infolgedessen bilden sich sowohl in vertikaler als in horizontaler Richtung leicht Risse und Fugen und es ist deshalb ange-

zeigt, bei Berechnung derartiger Mauern auch **den Auftrieb** nach Fecht (S. 662) in der gefährdetesten Fuge in Rechnung zu stellen, sofern die Luftseite nicht gegen die unmittelbaren Einwirkungen der Temperatur geschützt wird. Wo es irgend angängig ist, sollte man hohe Kanalmauern luftseitig mit Boden hinterfüllen oder aber luftseitig eine Schutzmauer vorlegen, welche sich unabhängig von der eigentlichen tragenden Kanalmauer den Einwirkungen der Temperatur folgend bewegen kann (S. 723). Diese Massregeln sind um so mehr am Platze, je länger und je höher die Kanalmauer wird. Bei der Anlage Bergamasca kippte am 26. September 1901 die auf Taf. LIII, Fig. 6 dargestellte Kanalwand auf über 60,0 m Länge um. Man hat sie nachträglich unter Berücksichtigung des grössten Wasserdruckes verstärkt und **mit einer Anschüttung versehen.**

Abb. 237[22]). Jetziges Profil des Werkkanals am Fahrhöfli der Anlage Wangen.



Besondere Sorgfalt erfordert die Ausbildung des Profils, wenn der Werkkanal an einer Stelle durch Wasser führende Schichten, welche zu **Rutschungen** Neigung haben, geführt werden muss. Man muss, wo derartig gefährliche Stellen nicht zu umgehen sind, die Breite des Profils so weit nur immer möglich einschränken. Kleinere Verluste an Gefälle in solchen verengerten Strecken spielen meistens im Vergleich zu den ersparten Anlagekosten keine grosse Rolle.

Es wurde schon im Abschnitt a dieses § auf die Stelle am Fahrhöfli des Werkkanals Wangen verwiesen (S. 427). Abb. 236 stellt das ursprüngliche Normalprofil für diese Stelle dar. Die alte Terrainlinie ist punktiert eingetragen. Wie Abb. 236 zeigt, liess man einen Teil der Sohle unbefestigt, in der Absicht, durch diese Stelle das aus höheren Schichten kommende Sickerwasser in den Kanal eintreten zu lassen. Die Kanalmauer war sorgfältig auf Pfahlrost fundiert und eine Spundwand bildete den Abschluss nach dem Flusse zu. Man nahm an, dass diese Spundwand dicht genug sein würde, um ein Durchdringen des Wassers nach dem Flusse hin zu verhüten. Es haben sich aber Wasseradern durch die Spundwand und wahrscheinlich auch unter die Spundwand hindurch gebildet, durch welche dann nicht nur das Sickerwasser aus den oberen nassen Schichten, sondern auch das Kanalwasser geflossen ist und welche schliesslich durch Ausspülung des Untergrundes den Einsturz der Kanalmauer auf einer Länge von 50,0 m und eine Beschädigung der Mauer auf weiteren 50,0 m im August 1905 zur Folge gehabt haben. Um den Betrieb des Werkes in möglichst kurzer Zeit wieder aufnehmen zu können, ist in der Länge der Durchbruchstelle ein vorläufiges Gerinne an der linken Kanalseite in den Kanal eingebaut worden, welches durch eine Längswand aus Eisenbeton und zwei Querwände aus Holz, die an den Enden der vorläufigen Längswand den Anschluss an die unbeschädigt gebliebene Kanalmauer vermittelten, (Abb. 237 u. 238) gebildet wurde. Ende November 1905 konnte das Wasser an der Bruchstelle in dieses Gerinne übergeleitet werden. Die Kanalsohle wurde vor dem Einbau der Eisenwand mit Beton völlig geschlossen und ausserdem

[22]) Die Abb. 237 bis 239 sind der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 869, K. Meyer „Das Elektrizitätswerk Wangen a. d. Aare" entnommen.

wurde das Kanalprofil mit einer 12 cm starken Decke aus Eisenbeton ausgekleidet. Die gebrochene beziehungsweise beschädigte Mauerstrecke von 100,0 m Länge ist mit Hilfe von Druckluftgründung

Abb. 238. Ansicht der Abschlusswand während des Baus der neuen Ufermauer.

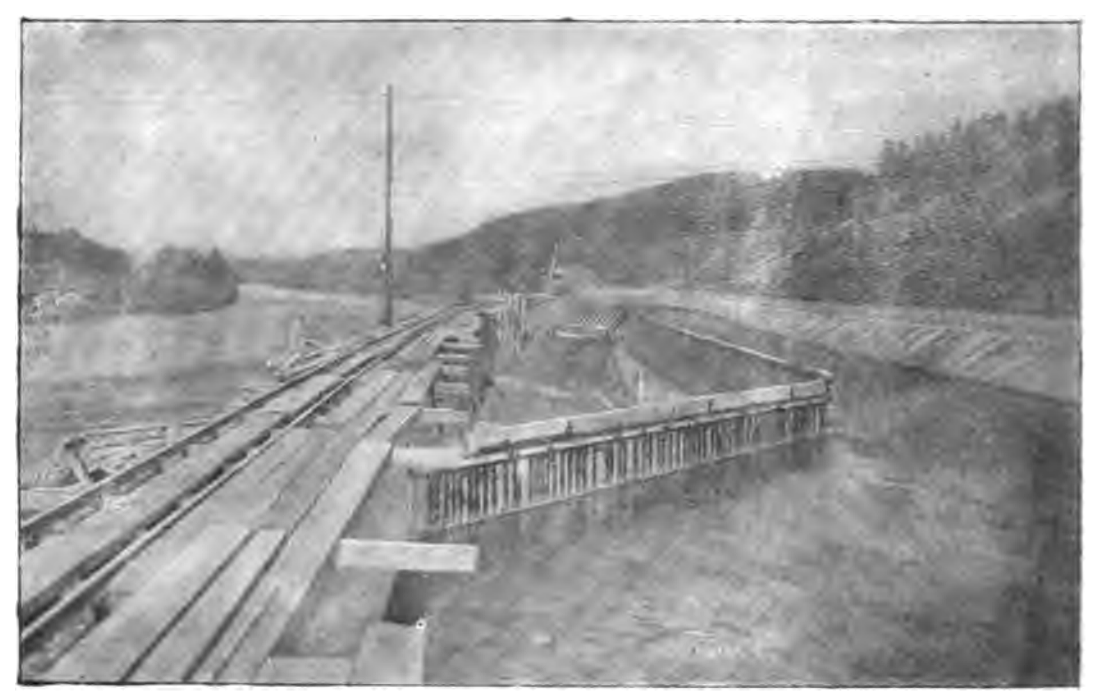


Abb. 239. Bau der flusseitigen neuen Kanalmauer der Anlage Wangen.



(Abb. 239) wieder hergestellt. Ausserdem wurde aber am rechtseitigen Flussufer das Aarebett so verbreitert, dass am linksseitigen Ufer ein starker Damm gegen die neue Ufermauer geschüttet werden

konnte (Abb. 237). Auch der flusseitig gelegene Teil des neuen Profils ist mit einer Eisenbetondecke ausgekleidet. Während die beiden Holzquerwände (Abb. 238) wieder beseitigt sind, hat man die Längswand aus Eisenbeton im Kanal belassen, da sie den Durchfluss des Wassers nicht nennenswert behindert.

Bei der Usine de la Pomblière (Savoien) der Société Lyonnaise de l'Industrie Électro-Chimique La Volta musste infolge von Versackungen eines Teils des 3280,0 m langen Werkkanals $^1/_3$ der ganzen Kanallänge aufgegeben und neu hergestellt werden. Georges Coutagne berichtet in der Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche. Grenoble 1902. 2. Volume S. 259 über diesen Fall wie folgt:

„Le canal de dérivation était entièrement terminé en juin 1900, lorsque aux premiers essais de mise en eau, le 15 juin 1900, des dislocations se produisirent dans certaines parties maçonnées du canal, à la traversée d'un massif de terrain triasique. Cet accident montrait que ce massif ne présentait pas une stabilité suffisante, et, pour éviter cet endroit dangereux, on dut reconstruire, en suivant un nouveau tracé, le tiers environ du canal. Au cours de ces derniers travaux de nombreuses galeries de sondage furent faites pour étudier la disposition géologique du sous-sol, qui révélèrent la présence d'un ruisseau souterrain, recoupant en profondeur l'ancien tracé en dessous du point où les maçonneries s'étaient affaissées. Ce petit cours d'eau doit vraisemblablement désagréger sur son parcours les roches solubles du trias, gypses et cargneules, et produire des excavations qui expliquent dès lors le défaut de stabilité du tronçon de l'ancien canal qui a dû être abandonné. Quoi qu'il en soit, le nouveau tracé, de même que les deux autres tiers conservés de l'ancien tracé, ne traversé plus actuellement que des terrains de solidité soigneusement contrôlée, et depuis la nouvelle et définitive mise en eau du canal, qui a eu lieu le 3 décembre 1901 aucun mouvement de terrain n'a été perceptible le long du canal actuel, tandis que, au contraire, des mouvements notables ont été encore constatés sur le tronçon du canal qui s'était affaissé le 15 juin 1900, bien que ce tronçon soit resté depuis lors à sec."

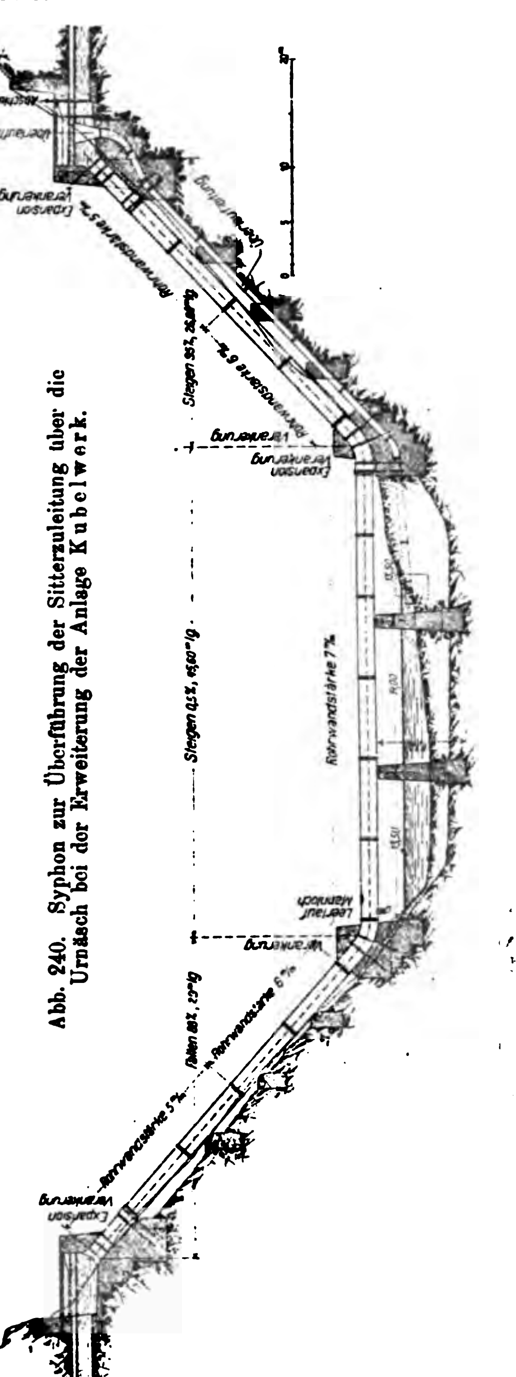


Abb. 240. Syphon zur Überführung der Sitterzuleitung über die Urnäsch bei der Erweiterung der Anlage Kubelwerk.

Auch bei der Wasserkraftanlage für die elektrische Eisenbahn Bex-Gryon-Villars (Rhonetal), welche von der Société des Forces Motrices de l'Avançon im Jahre 1901 dem Betrieb übergeben wurde, ist ein Teil des 1432,0 m langen, überall bedeckt angelegten Werkkanals auf verschiedenen Stellen, wo das Terrain wasserführend war, versackt und es hat sehr umfangreicher Entwässerungen des Terrains bedurft, um die Bewegungen des Werkkanals zum Stillstand zu bringen. Der Avançon ist ein kleiner Gebirgsbach. Das gewonnene Gefälle betrug 162,0 m, die im Werkkanal abzuführende Wassermenge 800 l/sek. Das Profil des Werkkanals ist in Zementbeton mit elliptischem Querschnitt und 0,78 qm benetzter Fläche hergestellt. Das Sohlengefälle betrug 1 : 2220.

Die Stelle, wo ein Kanal im Damm in ein Profil zwischen gemauerten Wänden oder in eine Kanalbrücke oder in eine Dückeranlage übergehen muss, wird nach den im

Abschnitt a gegebenen Gesichtspunkten beim generellen Projekt festzulegen sein. Die Wahl zwischen einem Profil mit beiderseitigen hohen gemauerten Wänden, oder einer Kanalbrücke, oder einem Dücker ist durch vergleichende Kostenüberschläge zur Entscheidung zu bringen.

Bei der neuen Sitterzuleitung der Anlage Kubelwerk (S. 420) wurde zur Überschreitung der Urnäsch an Stelle einer Kanalbrücke in Stein oder Beton eine Unterdückerung in einer eisernen Rohrleitung von 1600 mm Lichtweite gewählt (Abb. 240), weil sich die Kosten um 50000 Frs. billiger stellten. Diese syphonartige

Abb. 241. Ansicht eines Werkkanals in armiertem Beton (System Hennebique) in Borgone (Piemont) Italien.



Leitung konnte bei einem Druckgefälle von 4‰ 4 cbm/sek. abführen, sodass der Druckverlust gegenüber einer offenen Kanalbrücke nicht erheblich ins Gewicht fiel.

Ein Profil mit beiderseitigen Ufermauern auf Bogenstellungen und mit Anschüttung von Dämmen zu beiden Seiten zeigt der Werkkanal der Anlage Pont St. Martin (S. 382 u. Taf. XIV, Fig. 2).

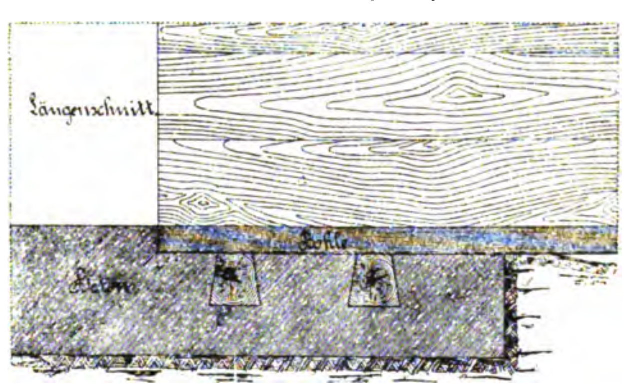
Für grössere Kanalbrücken kann das Profil der Anlage Vizzola (Taf. II, Fig. 3 und S. 344—346) zur Nachahmung empfohlen werden. Die Dichtung durch die eingelegte Asphaltschicht hat sich vollkommen bewährt. Obwohl bei Frost in den Scheiteln einzelner Bögen und in den Aussenwänden Risse bis zu 5 mm Weite entstehen, ist der Kanal seit seiner Erbauung (1898) doch so wasserdicht geblieben, dass die inneren Leibungen der tragenden Bögen ziemlich trocken sind und die Bogenöffnungen als Lagerräume verwendet werden können.

Für Brückenkanäle von grösserer Länge wird man aber auf billigere Konstruk-

tionen als die von Vizzola Bedacht zu nehmen haben, und es kommen hierfür Kanalbrücken in Eisen oder in armiertem Beton besonders in Frage. Kanalbrücken in Eisen gehören vollkommen in das Gebiet des Brückenbaus und können hier nicht besprochon werden.

Ein Beispiel für eine Anlage in armiertem Beton bietet die 1104,0 m lange Kanalbrücke in Borgone (Italien), welche auf Taf. LIII, Fig. 2—5 und in Abb. 241 dargestellt ist. Der wasserberührte Querschnitt beträgt bei bordvoller Füllung 5,2 qm.

Abb. 242 u. 243. Anschlüsse eines Holzkanals an einen Betonkanal der Anlage Jajce.



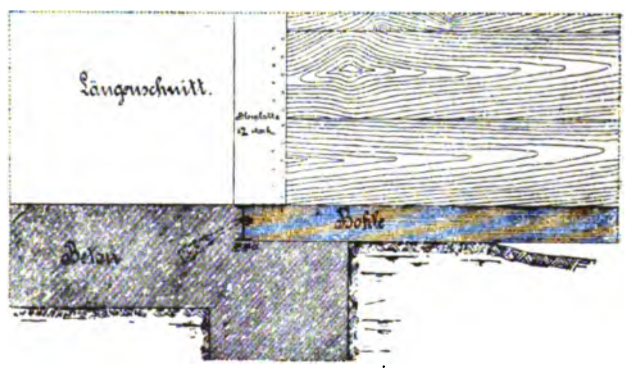


Abb. 243.

Wo starke Fröste und sehr heisser Sonnenschein zu erwarten sind, würde es zweckmässig sein, den tragenden Kanalkasten mit einer Schutzumhüllung aus Holz oder armiertem Beton zu versehen und den Zwischenraum zwischen der Hülle und der tragenden Konstruktion mit einem schlechten Wärmeleiter (Sägespäne oder Ton) auszufüllen, weil sich sonst durch die grossen Temperaturdifferenzen zwischen den luftseitigen und wasserseitigen Kanalwänden Spannungen entwickeln, welche zur Zerstörung des Materials, mindestens aber zur Bildung von Rissen führen müssen. Da man solchen Kanalbrücken mit Rücksicht auf die Kostenersparnis meistens ein grösseres Wasserspiegelgefälle gibt, sodass Geschwindigkeiten von 2,5 m/sek. und mehr entstehen, ist auch bei stärkstem Frost ein Zufrieren des Wasserspiegels während des Betriebes ausgeschlossen. Wenn aber der Betrieb während der Nacht unterbrochen werden soll, so würde sich eine Abdeckung des offnen Profils mit Holzbohlen oder Betonplatten sehr empfehlen. Um das wasserführende Querprofil möglichst einschränken zu können, wird man bei Kanalbrücken die wasserberührten Flächen mit einem besonders sorgfältig geglätteten Putz versehen.

In holzreichen Gegenden können auch Kanalbrücken in Holz in Frage kommen. Ein Beispiel hierfür bietet die Anlage Jajce (Taf. LIII, Fig. 1 und S. 493). Die Abb. 242 und 243 zeigen zwei Lösungen für den Anschluss des Holzkanals an den Betonkanal, wie sie bei der erwähnten Anlage verwendet wurden. Um das tragende Holzwerk vor dem Verfaulen zu schützen, würde es zweckmässig sein, dasselbe mit einer Holzbekleidung zu versehen. Den Zwischenraum zwischen der Bekleidung und dem eigentlichen Wasserkasten sollte man mit gut geschlemmtem Ton ausfüllen, welcher die Luft von dem Holzwerk des Wasserkastens abhält und ihn so vor dem Verfaulen wirksam schützt.

Eine sehr umfangreiche Verwendung von Holz ist für das Kraftwerk am Jehlamflusse in Caschmir vorgesehen, welches die Hauptstadt Srinagar mit Kraft versorgen soll. Bei einer Gesamtlänge von über 10,0 km sollen die ersten 2600,0 m des Werkkanals aus einem gemauerten Profil von etwa 3,0 m Sohlenbreite, die übrige Strecke in Holz ausgeführt werden und zwar zum Teil als rechteckiges Gerinne von 2,5 m Breite und 2,7 m Höhe und zum Teil als eisenarmiertes Holzrohr von 2,5 m lichtem Durchmesser[33]).

Wegen der Ausbildung der Tunnelprofile mag lediglich auf die zahlreichen im Kap. II gegebenen ausgeführten Beispiele verwiesen werden. Es sei nur hervorgehoben, dass man das benetzte Profil bei Tunneln fast stets mit einer Betonauskleidung versieht, weil man selten ganz zuverlässig festzustellen vermag, ob das Gebirge wirklich undurchlässig ist.

c) Der Einlauf und die Regulierungswerke. Bei Werkkanälen ohne Schiffahrt liegt der Einlauf am besten unmittelbar neben dem Wehr und dicht bei dem Grundablass (Kiesfreilauf). Die Achse des Einlaufs ist am besten lotrecht zur Achse des Kiesfreilaufs zu legen.

Bei Werkkanälen mit Schiffahrt muss die Einfahrt spitzwinklig zur Flussachse liegen, um das Einfahren der Fahrzeuge zu erleichtern. Es ist auch empfehlenswert, die Einfahrt 80,0 bis 100,0 m aufwärts des Wehres anzulegen, wie es zum Beispiel bei dem Lechwerk-Gersthofen geschehen ist (Taf. XLV, Fig. 1), damit die Fahrzeuge nicht an das Wehr selbst herangetrieben werden und Schaden leiden können. Auch ist es empfehlenswert, die Einfahrt von dem Einlauf zu trennen, damit letzterer seine wünschenswerteste Lage nahe dem Grundablass des Wehres erhalten kann.

An dem grossen Tessinwehr der Anlage Vizzola liegt zwischen dem Überfallwehr und der Einfahrt das breite Regulierungswerk (Einlauf) und die Einfahrt selbst ist durch eine rd. 80,0 m lange Leitmauer nach oben verschoben (Taf. I, Fig. 1 u. 2).

Bei der Anlage Marbach-Stuttgart am Neckar ist die offene Einfahrt, welche zugleich auch den Einlauf bildet, in unmittelbarem Anschluss an das Überfallwehr, aber sehr spitz zur Hauptrichtung desselben angelegt, sodass schon der Strom die Fahrzeuge nach dem Einlauf hinleitet und überdies sind am Wehre hölzerne Schutzböcke angebracht (Taf. XLVI), welche verhindern, dass ein Fahrzeug über das Wehr stürzen kann. Es kommen übrigens nur kleine Fahrzeuge überhaupt in Frage und die Schiffahrt ist sehr unbedeutend.

Bei der Turbigo-Anlage konnte die Einfahrt ausnahmsweise unterhalb des Einlaufs liegen (Taf. V, Fig. 1 u. 2). Vor dem Einlauf im Zuge des linken Ufers des Naviglio Grande wurde eine Treidelbrücke angelegt und das Wasser an der Einfahrt für die Schiffe wird stets ruhig sein, weil der Kiesfreilauf nur bei Hochwasser geöffnet wird, wenn Schiffahrt nicht stattfindet und das Nadelwehr, abgesehen von dem Ausnahmefall einer grösseren Reparatur im Werkkanal, immer geschlossen bleibt.

Der Wasserstand im Werkkanal muss reguliert werden können. In den meisten Fällen wird man auch die Forderung stellen, dass der Werkkanal für die Zwecke von Reparaturen trocken gelegt werden kann. Von den 35 im Kap. II beschriebenen Anlagen haben 3 (Chèvres, Ontario Power Co. und Marklissa) überhaupt keinen Werkkanal, bei den übrigen 32 Anlagen kann mit den vorhandenen Einrichtungen der Werkkanal ganz oder zum Teil trocken gelegt werden mit Ausnahme der Anlage Marbach-Stuttgart (Taf. XLVI). Hier ist der Werkkanal, welcher abgesehen vom Unterwasserkanal nur etwa 620,0 m lang ist, bis an das Kraftwerk offen und im Falle einer an der Sohle notwendig werdenden Reparatur müsste die Absperrung am grossen

---

[33]) Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1906. Heinrich Homberger, Wasserkraftanlagen in Ostindien S. 124.

Hauptwehr durch einen zeitweisen Fangedamm erfolgen. Die Regulierung des Wasserspiegels im Werkkanal erfolgt bei höheren Wasserständen selbstwirkend durch die zwei Überfallwehre und im übrigen durch die Grundablässe beim Kraftwerk. Bei den Anlagen Chèvres und Hagneck kann durch das Schützenwehr eine so starke Absenkung des Wasserspiegels im Flusse herbeigeführt werden, dass bei Chèvres (Taf. XXVII, Fig. 1), wo das Krafthaus unmittelbar beim Wehre liegt, das Vorbecken, und bei Hagneck (Taf. XXXII, Fig. 6) der nur 200 m lange, in der Sohle nach dem Krafthause ansteigende Werkkanal trocken gelegt werden kann.

Liegt das Regulierungswerk unmittelbar am oder in der Nähe des Einlaufs, so spricht man von einem **geschlossenen**, liegt das Regulierungswerk dagegen weiter unterhalb im Werkkanal, von einem **offenen Einlauf.**

Ob der Einlauf nun offen oder geschlossen ist, stets hat man dafür zu sorgen, dass das an der Sohle rollende und in den unteren Schichten des Wasserquerschnitts treibende gröbere Geschiebe, sowie auch alle an der Oberfläche schwimmenden grösseren Körper wie Holz und besonders das Stückeis möglichst ganz von dem Eintritt in den Werkkanal abgehalten werden.

Offene Einläufe bestehen z. B. bei den Anlagen: St. Maurice-Lausanne, Hagneck, Hafslund, Jonage-Cusset-Lyon, Marbach, Rheinfelden, Niagara Falls Power Co. und Sault St. Marie.

Bei St. Maurice-Lausanne ist das Regulierungswerk erst 900 m unterhalb des Einlaufs angelegt (Taf. XXVIII, Fig. 5). Der eigentliche Werkkanal hinter dem Regulierungswerk hat eine Sohlenbreite von 4,0 m und einen benetzten Querschnitt bei normaler Wassertiefe von rd. 23 qm. Der Vorkanal dagegen eine Sohlenbreite von 7,75 m und einen benetzten Querschnitt bei normaler Wassertiefe von 31,5 qm. Die Geschwindigkeiten verhalten sich in diesen beiden Kanalstrecken bei der normalen Wassermenge von 40 cbm/sek wie 1,8 : 1,27 m/sek. Man hat durch eine rd. 50 m lange Grundmauer (Unterwasserdamm) (Taf. XXIX, Fig. 1), welche an den linken Wehrpfeiler des Schützenwehres anschliesst, für die Abweisung des Geschiebes in ziemlich wirksamer Weise Sorge getragen. Hätte man das Regulierungswerk am Einlauf beim Wehr errichten wollen, so hätte man die flusseitige Mauer des Vorkanals um 3 m höher, also erheblich stärker machen müssen, um das Hochwasser vom Vorkanal abzuhalten. Allerdings hätte man in diesem Falle dem Kanal auch nur den normalen Querschnitt von 23 qm zu geben brauchen, aber die dadurch erzielten Ersparnisse wären kleiner gewesen als die Mehrkosten für die höhere Kanalmauer. Ausserdem wäre das Regulierungswerk am Wehre selbst nicht unerheblich teuerer geworden als an dem gewählten Platze.

Bei Hagneck liegt die Sohle des Kanaleinlaufs etwa 2,5 m über der Schwelle der Grundablässe, sodass grobes Geschiebe bei richtiger Bedienung der Grundablässe kaum in den Werkkanal hinein zu gelangen vermag.

Bei der Anlage Hafslund kann das verhältnismässig kurze Stück des offenen Werkkanals (Taf. XXXIII, Fig. 6) durch einen vor den Regulierungsschützen angelegten Grundablass sehr wirksam gespült werden, sodass das in den Werkkanal hineingelangende Geschiebe vor dem Regulierungswerk leicht wieder zu entfernen ist.

Bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. XXXVIII, Fig. 7) wird der in der konkaven Linie liegende Einlauf durch einen Steindamm im Zuge des Rhoneufers begrenzt, welcher allerdings nur wenig über der Sohle des Flusses liegt und daher nur sehr unvollständig das Eindringen von Geschiebe in den Kanal verhindert. Infolgedessen sind von Zeit zu Zeit Baggerarbeiten im Kanal nötig. Das Regulierungswerk liegt

5575,0 m unterhalb des Einlaufes und die aufwärts von ihm gelegene Strecke des Werkkanals kann durch die vorhandenen Einrichtungen nicht trocken gelegt werden.

Bei der Anlage Marbach-Stuttgart kann zwar das Geschiebe frei in den Werkkanal eintreten (Taf. XLVI), aber es wird durch den sogenannten Leerschuss neben der Schleuse und durch den neben dem Rechen sehr günstig liegenden Grundablass wirksam abgeführt. Der allerdings nur kleine Absatz gegen die Kanalsohle auf welchem der Rechen steht, verhindert immerhin das Eintreten des gröberen Geschiebes in die Turbinenkammern (Taf. LXI, Fig. 1).

Bei der Anlage Rheinfelden fehlt ein wirksamer Schutz zur Abhaltung des Kieses und infolgedessen kommt sehr viel Kies mit in den Werkkanal und bis zu den Rechen vor dem Krafthause. Es haben sich aus diesem Umstande bereits Übelstände ergeben, gegen welche man über kurz oder lang wohl durch Anlegung einer Grundmauer vom Grundablass schräg herüber zum rechten Rheinufer (etwa in der auf Taf. XLVII, Fig. 2, durch eine gestrichelte Linie angedeuteten Richtung) wird Abhilfe schaffen müssen. Die Regulierung des Wasserstandes im Werkkanal ist bei Rheinfelden durch die Bedienung der Wehrschützen möglich und erfolgt im übrigen selbstwirkend durch zwei lange Überläufe an der linksseitigen Kanalmauer. Die Trockenlegung des Werkkanals kann mit Hilfe der Brücke bewirkt werden, welche auf eisernen Gitterböcken ruhend den Werkkanal am Einlauf überspannt. Diese Gitterböcke haben Vorrichtungen zur Aufnahme von Dammbalken, mit deren Hilfe man nötigenfalls dem Wasser den Eintritt in den Werkkanal verwehren kann (S. 580).

Bei der Anlage Sault St. Marie (S. 551) liegt das Regulierungswerk auch erst 800,0 m abwärts des offenen Einlaufs, der Rest des noch rd. 3000,0 m langen Werkkanals kann aber durch das Regulierungswerk trocken gelegt werden. Aufwärts des Regulierungswerkes musste der Kanal über das normale Profil hinaus verbreitert werden, und man hat das Regulierungswerk deshalb der Kostenersparnis wegen bei Beginn des schmäleren Normalprofiles angeordnet. Eine Abhaltung von Geschiebe kommt in diesem Falle nicht in Frage, da der Werkkanal aus dem grossen Lake Superior ausmündet.

Geschlossene Einläufe finden sich bei den Anlagen Vizzola, Turbigo, Bergamasca, Funghera, Ala Ceres, Novalesa a. d. Cenischia, Pont St. Martin, Morbegno, La Goule, Les Clées, Kubelwerk, Wangen, Beznau, Kanderwerk, Vallorbe, Kykkelsrud, Jajce, Avignonnet, Livet, Champ (Fure et Morge), Ontario Power Co., Lechwerk-Gersthofen.

Wird das Wasser aus stark Geschiebe führenden Flüssen entnommen, so liegt das Regulierungswerk bei geschlossenem Einlauf am besten im Zuge der Ufermauer dicht oberhalb des Grundablasses, weil hier durch die Spülwirkung des letzteren die Einlaufschwelle am leichtesten von Geschiebe frei zu halten ist. Je höher man die Einlaufschwelle über den Fachbaum des Grundablasses legen kann, um so wirksamer wird der Eintritt von Geschiebe in den Werkkanal verhindert werden können. Wie bereits beim § 1 Wehre, S. 655, erwähnt, ist es zweckmässig, der Flussohle vor dem geschlossenen Einlauf eine möglichst glatte Befestigung und dieser Befestigung eine möglichst starke Neigung nach dem Grundablass zu geben. Die Höhe der Einlaufschwelle ist beschränkt durch die Rücksicht auf die in den Kanal sekl. einzuführenden Wassermengen und durch den niedrigsten Stauspiegel vor dem Wehre. Je kleiner die Wassertiefe über der Einlaufschwelle wird, um so grösser muss die Breite des Einlaufs bei gegebener sekl. Wassermenge sein und je teurer wird im allgemeinen das Einlauf-Bauwerk. Je ruhiger andererseits das Wasser in den Werkkanal eintritt, um so weniger Geschiebe und Sinkstoffe wird es mit sich führen können. Dieselben Gesichtspunkte sind auch massgebend für die Abwehr des Grund- und Stückeises vom Einlauf.

Um einen möglichst grossen Wert von μ bei Berechnung der Durchflussquerschnitte der Regulierungsschützen in den auf S. 629 und 630 angegebenen Formeln anwenden zu können, ist es empfehlenswert, die Begrenzungsmauern des Regulierungsbauwerkes und bei Griesständern die Vorderfläche derselben in Holz oder Eisen mit gut abgerundeten Führungsflächen zu versehen.

Namentlich wenn Grundeisbildung in dem Flusse zu befürchten ist, empfiehlt es sich, die Eintrittsgeschwindigkeit nicht über 1,5 m/sek. anwachsen zu lassen. Einer solchen Eintrittsgeschwindigkeit von 1,5 m/sek. entspricht ein Gefällverlust $h = \frac{v^2}{2g} = 0{,}115$. Neben dem Vorteil, welchen eine kleine Eintrittsgeschwindigkeit in betriebstechnischer Beziehung bietet, insofern sie die Menge der in den Werkkanal eintretenden Sinkstoffe und des Grundeises verringert, bedeutet sie auch einen Gewinn an Kraft, denn mit jedem Dezimeter mehr Druckhöhe, welcher am Regulierungswerk verloren geht, verliert man pro 1 cbm/sek. Wassermenge 1 PS_e. Hätte man also eine normale Wassermenge von 10 cbm/sek. und eine Betriebsdauer von 3000 Stunden im Jahr, so würde 1 dcm mehr Gefällverlust an dem Regulierungswerk einem Verlust von 30000 PS_e-Stunden jährlich gleichkommen. Den kapitalisierten Wert dieser Kraftmenge könnte man also wirtschaftlich für die Erweiterung der Regulierungsöffnungen aufwenden und dabei noch die obengenannten betriebstechnischen Vorteile mit erzielen.

Wenn das Wasser aus einem See entnommen wird, wie bei den Anlagen La Goule (S. 397, Abb. 62) oder wie bei La Dernier-Vallorbe (Taf. XXX, Fig. 1 u. 2), so spielt die Geschiebe- und Sinkstoffabführung keine Rolle und auch die Erscheinung der Grundeisbildung tritt kaum in störender Weise auf. Man ist deshalb mit der Lage des Einlaufs weniger gebunden. Bei der Anlage La Goule hat sich indessen der Übelstand herausgestellt, dass sich vor dem in einer Ecke des Ufers angelegten Einlauf Stückeis und andere schwimmende Körper ansammeln, und es ist deshalb in solchen Fällen zu empfehlen, vor dem Einlauf einen hölzernen Abweiser, welcher sich entweder gegen Pfähle stützen oder an den Ufern durch Seile verankert sein kann, anzulegen, damit die an der Oberfläche schwimmenden Körper nach dem Strom des ausfliessenden Gewässers abgewiesen werden.

Eine Lage des Einlaufs mit Regulierungswerk lotrecht oder nahezu lotrecht zur Stromachse macht die Freihaltung des Vorbeckens vor dem Einlauf von Geschiebe und Grund- und Stückeis schwierig, wenn nicht unmöglich und sollte daher grundsätzlich bei Werkkanälen vermieden werden. Bei der Anlage Vizzola (Taf. I, Fig. 1 u. 2), wo eine derartige Lage des Einlaufs gewählt ist, kommt sehr viel Geschiebe durch die Einlaufschützen in den Vorkanal. Man hat deshalb in der flusseitigen Ufermauer des Vorkanals Grundablasschützen eingelegt, durch welche eine Spülung ermöglicht wurde. Noch ungünstiger liegt der Einlauf bei der Anlage Les Clées (Taf. XIX, Fig. 1). Es ist hier bald unterhalb des Einlaufs ein zweites Regulierungswerk eingelegt, und es sind vor demselben Grundablasschützen angeordnet, sodass eine Spülung des vorderen Endes des Werkkanals ermöglicht ist. Diese Spülung ist aber während des Betriebes nicht ohne Beeinträchtigung der Wasserführung zu den Druckkammern möglich, und da sie deshalb nur in den Betriebspausen vorgenommen werden kann und der in der Kanalsohle vor den Grundablässen angelegte Kiessack überdies viel zu klein ist, kommen viel Geschiebe und Sinkstoffe mit in das untere Ende des Werkkanals hinein.

Bei der Anlage Turbigo (Taf. V, Fig. 1) hätte der Einlauf besser im Zuge des linken Ufers des Naviglio Grande gelegen, denn bei Hochwasser füllt sich der Raum zwischen der Treidelbrücke und dem Einlauf-Bauwerk mit Ge-

schiebe an und dasselbe gelangt hernach durch die Einlaufschützen in den Werkkanal, wenn es nicht **durch Baggern** beseitigt wird. So musste z. B. nach einem Hochwasser im Herbst 1906 lange Zeit im Werkkanal gebaggert werden, um die grosse Menge Geschiebe, welche in den Werkkanal hineingelangt war, zu entfernen. Man sollte deshalb derartige tote Zwickel vor dem Regulierungswerk wie bei der Anlage Turbigo stets zu vermeiden suchen.

Bei der Anlage Fure et Morge (Taf. XLII, Fig. 1 und 7) liegt zwar das Regulierungswerk am Einlauf sehr günstig zum Grundablass, aber die Schwelle der Einlaufschützen liegt nur ganz wenig über dem Vorboden, und es kommen infolgedessen so viel Geschiebe und Sinkstoffe in das hinter dem Einlauf angelegte Ablagerungsbecken hinein, dass man nachträglich eine Holzbrücke in dem Ablagerungsbecken parallel zum Regulierungswerk anlegen musste, auf welcher sich ein elektrisch betriebener Bagger bewegt (S. 537).

Auch bei der Anlage Wangen (Taf. XXII, Fig. 2) hätte nach Ansicht des Verfassers das erste Regulierungswerk des Einlaufs besser im Zuge des linken Aareufers gelegen, weil der Zwickel vor dem Regulierungswerk und der Uferlinie durch die Spülwirkung des Grundablasses nicht von Geschiebe und Grundeis und auch nicht von dem Stückeis befreit werden kann. Bei der Anlage Pont St. Martin (Taf. XIII, Fig. 1) hätte gleichfalls die Lage des Regulierungswerkes im Zuge der vor dem Einlauf angelegten Schwelle den Vorzug verdient, mit einer glatten und nach dem Grundablass zu geneigten Befestigung der Flussohle vor der Einlaufschwelle. Auch der Grundablass hätte besser direkt im Zuge der Einlaufschwelle gelegen. Die erforderliche Länge des Überfallwehres hätte sich durch eine noch spitzere Lage zur Flussachse erzielen lassen. Man hat bei dieser Anlage mit den grossen Mengen von Sand, welche sich in dem Becken vor den Turbinenkammern ablagern, sehr viel zu kämpfen. Es war allerdings die gewählte Stauhöhe des Wehres zu klein, um der Einlaufschwelle die wünschenswerte Höhe über der Flussohle zu geben, und es ist deshalb, wie hier noch einmal ausdrücklich hervorgehoben werden mag, auch bei Festsetzung der Stauhöhe, wenn man nicht durch behördliche Vorschriften gebunden ist, der Gesichtspunkt zu beachten, dass es möglich wird, die Einlaufschwelle mit einen scharfen Absatz von mindestens 0,50 m, besser 1,0 m und mehr über Flussohle zu legen.

Bei Bemessung der für die Einführung der beabsichtigten sekl. Wassermenge nötigen Wassertiefe ist in Gegenden, wo starker Frost eintreten kann, zu berücksichtigen, dass sich unter Umständen eine Eisdecke vor dem Einlauf bilden kann, namentlich wenn, wie in Gebirgsflüssen, N.W. im Winter eintritt. Die Wassergeschwindigkeit wird vor dem Wehre dann sehr klein und das Gefrieren der Oberfläche möglich. Die kleine Geschwindigkeit vor dem Wehre ist wegen der Ablagerung des Geschiebes und der Sinkstoffe andererseits sehr erwünscht, auch findet erfahrungsgemäss unter einer geschlossenen Eisdecke, wenn sie nicht ganz lokal ist, sondern sich etwa 1 km und mehr aufwärts erstreckt, Grundeisbildung nicht statt. Geht das Eis bei Tauwetter auf, so kann dasselbe, wenn das Regulierungswerk an der richtigen Stelle, d. h. im Zuge der Ufermauer des Grundablasses liegt, leicht abgeführt werden. Man hat nur dafür zu sorgen, dass in der Grundablasschütze selbst oder daneben eine **Eisschütze** angebracht wird.

Der Verschluss der Öffnungen eines Regulierungswerkes erfolgt allgemein durch Schützentafeln in Holz oder Eisen. Schützentafeln in Holz werden selten eine grössere Breite als 5,00 m erhalten. Bei Verwendung von Eisen ist man in bezug auf die Schützenbreite für alle in der Praxis möglichen Fälle unbeschränkt.

In der nachstehenden Tabelle X sind für eine Reihe von Anlagen die Abmessungen der Schützen angegeben. Da auch die Wassermenge und die Anzahl der Schützenöffnungen mitgeteilt ist, so kann man erkennen, wie in der Praxis die Einteilung der Gesamtlichtweite des Regulierungswerkes in einzelne Öffnungen gewählt wurde.

Tabelle X.

Abmessungen von Einflussöffnungen an Regulierungswerken.

Bezeichnung des Werkes	Wassermenge in cbm/sek.	Anzahl der Öffnungen	Eine Schütze für je eine Öffnung		Zwei Schützen in 2 parall. Ebenen vor u. übereinander	
			Breite in m	Höhe in m	Breite a) der unteren a_1) der oberen Schütze in m	Höhe h) der unteren h_1) der oberen Schütze in m
A. Hölzerne Schützen.						
1. Turbigo	65 bis 71,5	10	3,0	2,0	—	—
2. Bergamo	12,5	2	3,0	3,0	—	—
3. Funghera	2,7 bis 5	3	2,3	1,5	—	—
4. Pont St. Martin	30 bis 40	8	1,2	2,50	—	—
5. Morbegno	25	16	1,6	2,10	—	—
6. La Goule	6 bis 18	2	vergl. S. 397	—	—	—
7. Les Clées	4	2	etwa 1,20	2,0 (S. 403)	—	—
8. Kubelwerk	4	2	rd. 5 qm Eintritts-Querschnitt	—	—	—
9. Kanderwerk	6	3	—	—	$a = 1,5$ $a_1 = 1,5$	$h = 0,6$ $h_1 = 1,0$
10. St. Maurice-Lausanne	40	5	3,5	3,0	—	—
11. Kykkelsrud	200	10	—	—	$a = 2,35$ $a_1 = 2,35$	$h = 3,0$ $h_1 = 3,20$
12. Sinaia	—	—	—	—	$a = 4,40$ $a_1 = 4,40$	$h = 1,60$ $h_1 = 1,50$
13. Champ (Fure et Morge)	17 bis 40	15	2,0	1,60	—	—
14. Lechwerk-Gersthofen	25 bis 60	6	4,50	2,00	—	—
B. Eiserne Schützen.						
15. Wangen	100 bis 120	6	—	—	$a = 5,0$ $a_1 = 5,0$	$h = 1,25$ $h_1 = 1,90$
16. Jonage-Cusset-Lyon	100 bis 150	10 7	4,95 4,0	3,20 3,47	—	—
17. Ontario Power Co.	325,25	25	6,1	1,83	—	—
18. Sault St. Marie	900	4	14,6	8,0	—	—

Bei stark geschiebeführenden Flüssen, ist es zweckmässig, den Verschluss einer Öffnung durch zwei in parallelen Ebenen vor- und übereinander liegende Schützentafeln zu bewirken und namentlich dann, wenn es nicht möglich ist, der Einlaufschwelle eine grössere Höhe über der Sohle zu geben. Man kann dann bei höherem Wasserstande, wenn die Geschiebeführung im Flusse wächst, die untere Schütze schliessen und das Wasser nur durch die obere eintreten lassen. Da auch die Sättigung der Wasserfäden mit Sinkstoffen von der Sohle bis zum Spiegel abnimmt, wird man, wenn nur die Wasserfäden der oberen Schichten in den Werkkanal eintreten können, verhältnismässig wenig Sinkstoffe in den Werkkanal hineinbekommen. Dass die Eintrittsgeschwindigkeit alsdann grösser wird, also eine grössere Höhendifferenz zwischen dem Wasserspiegel vor

und hinter dem Regulierungswerk eintritt, bedeutet in der Regel keinen Verlust an Kraft, da man meistens das Hochwasser ohnehin von dem Kanal abhalten wird. Wenn der obere Rand der Eintrittsöffnungen noch etwa 50 cm eintaucht, werden an der Oberfläche schwimmende Körper bei mässiger Durchflussgeschwindigkeit am Regulierungswerk zurückgehalten werden. Wird die Durchflussgeschwindigkeit grösser als etwa 1,6 m/sek., so tauchen Laub und leichtere Schwimmkörper vielfach schon unter und gelangen mit in den Werkkanal. Man kann bei zweiteiligen Schützen aber durch Herablassen der oberen Schützentafel die Eintauchtiefe regulieren. Pflegt in der Jahreszeit des Laubfalls N.W. einzutreten, so wird man vorteilhaft bei der Einteilung der Schützentafeln in obere und untere und bei der Festsetzung der lichten Weite der Einflussöffnungen darauf in der Weise Rücksicht nehmen, dass man die gezogene Schützentafel auch bei N.W. noch 0,50—0,60 m tief eintauchen lässt, um möglichst viel Laub zurückzuhalten.

Als Nachteil der Lage des Regulierungswerkes im Zuge der Ufermauer des Grundablasses könnte angeführt werden, dass wegen des Richtungswechsels der Wasserfäden um 90° die der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers entsprechende Druckhöhe verloren geht. Indessen bei einer guten Anlage soll die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers am Wehre wegen der beabsichtigten Ablagerung möglichst klein und jedenfalls bei kleineren und mittleren Wasserständen kleiner als 0,5 m/sek. sein, und es wird deshalb dieser Verlust $h = \frac{v_0^2}{2g}$ nur weniger als 0,0127 m betragen, also für den wirtschaftlichen Wert der Anlage nicht ins Gewicht fallen. Als weiterer Nachteil der besprochenen Anordnung könnte gelten, dass durch das Ziehen der Grundablasschützen zu Spülzwecken der Wasserspiegel vor dem Einlaufe abgesenkt wird und auch dadurch Druckgefälle verloren geht. Indessen auch dieser Einwand ist nicht von Bedeutung, denn bei niedrigen Wasserständen findet meistens auch nur eine geringe Ablagerung statt, und es genügt die Spülung in den Betriebspausen oder während der schwach belasteten Stunden. Bei hohen Wasserständen ist aber die Absenkung des Wasserspiegels vor den Grundablasschützen für den Betriebswert der Anlage der Regel nach belanglos, weil man die hohen Wasserstände entweder vom Werkkanal überhaupt abhält oder durch vermehrten Wasserzufluss den Verlust an Gefälle leicht ersetzen kann.

Soll durch das Regulierungswerk das Hochwasser vom Werkkanal abgehalten werden, so muss der Verschluss des Regulierungswerkes über den Schützenöffnungen ein wasserdichter sein, und zwar mindestens bis zu 1,0 m über dem höchsten bekannten Wasserspiegel. Dieser Abschluss erfolgt entweder in der Weise, dass das Regulierungswerk aus einer in Stampfbeton, Hau- oder Ziegelsteinen hergestellten zusammenhängenden Mauer besteht, in welcher die Schützenöffnungen ausgespart sind, wie z. B. bei dem alten Regulierungswerk der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. XXXIX, Fig. 2 u. 3), oder dass der Abschluss aus armiertem Beton zwischen gemauerten Pfeilern hergestellt wird, wie z. B. bei dem neuen Regulierungswerk der oben genannten Anlage (Taf. XL, Fig. 1), oder in der Weise, dass die Vorderflächen der eisernen Gitterböcke durch eiserne Kastenträger mit dicht schliessender vorderer Blechwand bekleidet sind, wie z. B. bei der Anlage Wangen (Abb. 75, S. 424), oder schliesslich in der Weise, dass der Abschluss aus einer festen Bohlenwand, welche sich gegen eiserne oder hölzerne Schützenböcke oder Griessäulen lehnt, besteht, wie bei der Anlage Lechwerk Gersthofen (Abb. 133, S. 558).

Bei vielen Werkkanälen hat man sich nicht mit einem Regulierungswerk begnügt, sondern hinter dem ersten noch ein zweites angelegt. Ein Grund dafür ist die grössere Sicherheit, denn wenn an dem ersten Werk eine Beschädigung vorkommen sollte, so kann

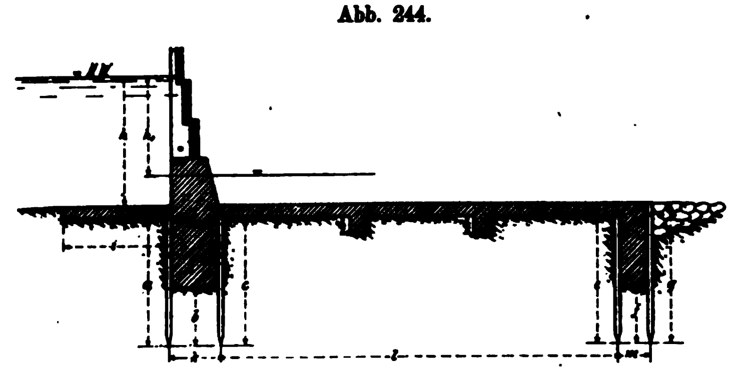
man durch das zweite den Wasserspiegel hinter dem ersten so regulieren, dass das erste nur einen kleinen Druck auszuhalten hat. Auch die Möglichkeit, den Werkkanal stückweise spülen und trocken legen zu können, kann als Grund für 2 oder mehr Regulierungswerke angeführt werden. Bei der Anlage Wangen (Taf. XXII, Fig. 2) ist der Hauptgrund für das zweite Regulierungswerk der, dass man bei H.W. den sogenannten Spülkanal mit zur Abführung des Hochwassers benutzen will, sodass also die Schützen des ersten Werkes in solchem Falle meist ganz geöffnet sein werden und die Aufgabe, den Wasserstand im Werkkanal zu regulieren, ganz allein dem zweiten Regulierungswerk zufällt. Auch kann man während Betriebspausen bei völliger oder teilweiser Schliessung des zweiten Werkes und Öffnung des ersten in dem hinter dem ersten Werk liegenden Ablagerungsbecken einen sehr starken Spülstrom erzeugen. Ähnliche Gründe waren für die Anlegung des zweiten Regulierungswerkes bei der Anlage Funghera (Taf. X, Fig. 1) massgebend.

Oft werden bei Regulierungswerken, welche unmittelbar am Einlauf liegen, grobe Rechen vor die Einlaufschützen gelegt zur Abhaltung gröberer schwimmender Körper und besonders des Treibeises. Die lichte Weite zwischen den Stäben wählt man bei derartigen Rechen zwischen 5 und 8 cm, und in den meisten Fällen stellt man sie lotrecht auf. Soll auch Laub zurückgehalten werden, so müssen Feinrechen aufgestellt werden, deren lichte Weite zwischen den Rechenstäben nicht grösser als 3 bis 4 cm sein darf. Es ist zweckmässig, die flachen Rechenstäbe solcher Feinrechen nicht lotrecht zur Fläche des Rechens, sondern spitzwinklig dazu derart aufzustellen, dass der Spülstrom das Laub leichter ins Unterwasser führen kann. Aus denselben Gründen wendet man statt der Flacheisenstäbe auch oft Rundstäbe für derartige Rechen an. Die Reinigung vertikal stehender Feinrechen von Laub oder von festgeklemmten Kieselsteinen durch Harken ist schwierig, und es empfiehlt sich deshalb, den Rechen aus einzelnen Tafeln zusammenzusetzen, welche notfalls herausgehoben und gereinigt werden können. Eine dauernde Bedienung der am Einlauf angelegten Rechen wird meistens nicht beabsichtigt, um die Betriebskosten nicht zu belasten, vielmehr wird man danach streben, für die Bedienung des Wehres und des Einlaufs mit 1—2 Mann pro Schicht auszukommen. Die Hauptrechen befinden sich vor den Druckkammern oder Turbinenkammern, und diese müssen während des Laubfalls ohnehin dauernd bedient werden.

Die Standsicherheit des Regulierungswerkes ist unter Annahme der höchsten Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser zu berechnen. Besondere Sorgfalt verlangt die Fundierung des Regulierungswerkes und der Anschluss an das Ufer. Sind Felsen oder wasserundurchlässige Schichten von festem, mächtigen, tragfähigen Lehm oder Ton zu erreichen, so sollte man die Fundierung des Regulierungsbauwerkes möglichst bis auf diesen Grund heruntertreiben, um eine unbedingte Sicherheit vor Unterspülungen zu erzielen. Es sei in dieser Beziehung auf die Mitteilungen über die Beschädigungen an dem alten Regulierungswerk der Anlage Jonage-Cusset-Lyon erinnert (S. 513). Kann man feste und undurchlässige Schichten nicht erreichen, so ist man darauf angewiesen, durch die Tiefe des Fundamentes des Regulierungswerkes, durch den dichten Abschluss der Sohlen vor und hinter dem Regulierungswerke mittelst undurchlässiger Betondecken und gegebenenfalls durch Herd- oder Grundmauern am Anfang und am Ende der ersteren die Widerstände durchsickernder Wasseradern so zu vergrössern, dass dem Wasserdruck unter allen Umständen das Gleichgewicht gehalten wird. Leider liegen durch Versuche begründete, für alle Fälle brauchbare Zahlen zur Berechnung der Widerstände, welche die Wasseradern im Boden finden, noch nicht vor. Diese Widerstände hängen natürlich ganz von der Beschaffenheit des Baugrundes und

von seiner Belastung ab. Selbstverständlich muss man mit dem Fundament des Regulierungswerkes guten und tragfähigen Baugrund erreichen, und man wird bei den Annahmen für die zulässige Belastung pro qm besonders vorsichtig sein müssen. Im übrigen ist es zu empfehlen, mit der Fundierung des Regulierungswerkes mindestens so tief unter die Sohle herabzugehen, als die denkbar grösste Differenz zwischen den Wasserspiegeln vor und hinter dem Werke betragen kann. Also in Abb. 244 muss sein a + Dicke der Betonsohle ≧ h. Weitere ungefähre Anhaltspunkte mögen folgende Zahlen bieten:

Abb. 244.



1. Es müssen die lotrechten Berührungslinien der Fundamentmauern, Spundwände und Grundmauern mit dem Boden im Achsenschnitt mindestens das 4 bis 6fache der höchsten Wasserspiegeldifferenz betragen.

2. Es müssen die horizontalen Berührungslinien der Betonsohle, der Fundament- und Grundmauern mit dem Boden in demselben Schnitt ebenfalls mindestens das 4 bis 6fache der höchsten Wasserspiegeldifferenz betragen.

Diese Angaben sind so zu verstehen, dass beide Bedingungen erfüllt sein müssen, also es müssen in der Skizze Abb. 244 sein: $a + 2b + c + 4d + e + 2f + g \geqq 4$ bis $6 . h$ und $i + k + l + m \geqq 4$ bis $6 . h$.

Bei Stärken der Fundamentmauern (k und m) von weniger als 1,5 m bleiben die Längen b und f ausser Ansatz.

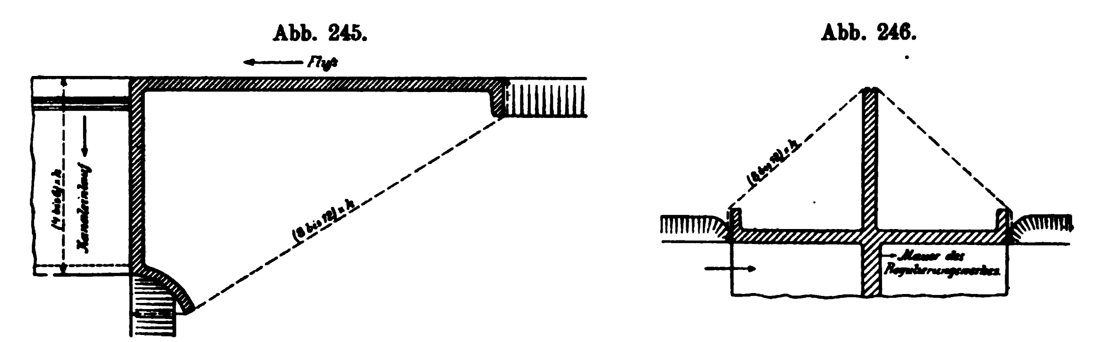
Bei sehr durchlässigem Boden (Kies), bei welchem die Dichtigkeit des Materials in der Tiefe nicht zunimmt, muss man das Hauptgewicht auf die Längenentwickelung des Bauwerks legen, und es können hierbei mitunter erheblich grössere Längen als 6 h notwendig werden.

Ebenso wichtig wie die Sicherung der Fundamentsohle selbst gegen Unterspülung ist die Sicherung des Anschlusses an das Ufer. Welche Folgen ein ungenügender Anschluss an das Ufer haben kann, zeigt das Beispiel der Jonageanlage. Es muss dafür gesorgt werden, dass etwa sich bildende Wasseradern auch auf dem denkbar kürzesten Wege, welchen sie zwischen Ober- und Unterwasser nehmen könnten, noch den genügenden Widerstand finden, um das Gleichgewicht herzustellen. Deshalb darf der Widerstand in irgend einer Schnittlinie des Ufers vom Oberwasser zum Unterwasser niemals kleiner sein als derjenige, welchen das Wasser im Achsenschnitt des Regulierungswerkes selbst findet. Liegt das Regulierungswerk unmittelbar am Einlauf und im Zuge des Flussufers, so ist es am zweckmässigsten, die Fundierung der Ufermauer, gleichbleibende Untergrundverhältnisse vorausgesetzt, in der Tiefe der Fundierung des Regulierungswerkes selbst so weit fortzusetzen, dass die kürzeste Linie in horizontaler Richtung und in Höhe des niedrigsten Wasserspiegels gemessen, bei durchlässigem Boden das 8—12fache der höchsten Wasserspiegeldifferenz beträgt (Abb. 245). Liegt das Regulierungswerk innerhalb einer Kanalstrecke, so sind die beiderseitigen Ufermauern möglichst in derselben Tiefe wie das Regulierungswerk selbst zu fundieren und oberhalb und unterhalb so weit fortzusetzen, dass die obengenannte Bedingung erfüllt ist. Anstatt langer Ufermauern kann man aber auch die Mauer des Regulierungswerkes beiderseits so tief in das Ufer fortsetzen, dass dieselbe Widerstandslänge im Ufer erzeugt wird (Abb. 246). Es ist zu empfehlen, die in das Ufer sich fortsetzenden Ankermauern, gleiche Untergrundverhältnisse vorausgesetzt, eben so tief zu fundieren, wie die Mauer des Regulierungswerkes

selbst und ihre Stärke würde so zu berechnen sein, dass sie dem einseitigen Wasserdruck und Erddruck zu widerstehen vermögen. Ihre Höhe muss ungefähr dem höchsten Wasserspiegel entsprechen.

Die Stärke der Sohlenbefestigung hinter dem Regulierungswerk ist von dem **Auftrieb** abhängig, welcher sich auf diese Sohle äussern kann. Wie stark dieser Auftrieb werden kann, lässt sich mangels ausreichender Versuchsergebnisse leider für alle Fälle rechnerisch noch nicht ermitteln[24]). In reinem groben Sande oder Kies muss mit dem vollen Wasserdruck gerechnet werden, während der Auftrieb um so kleiner angenommen werden kann, je feiner das Korn des Baugrundes wird und je mehr lehmige und tonige Bestandteile er enthält. Der Auftrieb wird Null bei undurchlässigem Boden. Am besten

Abb. 245. Abb. 246.



ist es, zur Verhütung von Materialverschwendung durch einige Bohrlöcher vor der Ausführung den Auftrieb zu messen. Da die Entleerung des Kanals überhaupt nur selten stattfindet und jedenfalls niemals, wenn im Flusse Hochwasser herrscht, so würde es zu unnötiger Materialverschwendung führen, wollte man für die Bestimmung des Auftriebs flusseitig den höchsten Wasserspiegel und abwärts des Regulierungswerkes ein leeres Becken annehmen. Es wird vielmehr die Annahme, dass eine Entleerung bei M.W. erfolgt, für die Bestimmung des Auftriebs völlig genügen, es sei denn, dass die Differenz zwischen höchstem H.W. im Flusse und dem Betriebs-Wasserspiegel im Kanal grössere Werte ergeben würde.

Da die höchste Beanspruchung der Sohle gegen Auftrieb nur selten erfolgt, ist es gerechtfertigt, die zulässige Beanspruchung des Betons pro qcm auf Druck höher anzunehmen als sie für die Mauern und Pfeiler der betreffenden Anlage angenommen wurde. Wegen der rechnerischen Behandlung solcher Aufgaben sei auf L. Brennecke: „Die Schiffsschleusen“, Handbuch der Ing.-Wissensch. Dritter Teil. Wasserbau, 8. Band 1904, S. 29 u. ff. verwiesen.

An dieser Stelle mag noch eine eigentümliche Art eines Einlaufs erwähnt werden, welche bei der Anlage Usine de Prémont der Société d'Électro-Chimie (S. 819) angewendet ist.

Die Anlage befindet sich an der Mont Cenisbahn auf französischer Seite zwischen den Stationen La Praz und Saint-Michelle de Maurienne und nutzt eine Kraft des Arc mit einem Nutzgefälle von 75,0 m aus. Für den Einlauf war durch die Örtlichkeit eine Stelle gegeben, an welcher das Flussbett sehr eng und am linken Ufer durch eine Eisenbahn, am rechten durch eine Chaussee eingefasst war. Der Arc führt viel Laub und Abfälle von Papierfabriken etc. Es war deshalb notwendig, diese schwimmenden Körper wirksam zurückzuhalten. Die in den Kanal einzuführende Wassermenge betrug

24) L. Brennecke, Über die Grösse des Wasserdrucks im Boden. Zeitschrift für Bauw. 1886. S. 101. — Der Auftrieb hängt sicher auch von der Dichtigkeit ab, mit welcher die Betonsohle auf dem Boden ruht. Bei gleichen Bodenverhältnissen wird eine im Trocknen sorgfältig gestampfte Betonsohle kleineren Auftrieb zu erleiden haben, als eine mit Trichtern unter Wasser geschüttete.

5 cbm sek. Man konstruierte einen eisernen Kasten von 20,0 m Länge, 4,0 m Breite und 1,20 m Höhe. Dieser Kasten hat einen rechteckigen Querschnitt und seine aufwärts liegende, wagrechte Wand ist aus perforierten Blechplatten gebildet. Die Löcher haben 12 mm Durchmesser und ihre Zahl ist so gross, dass 25 % der 80 qm betragenden Fläche geöffnet sind. Der Kasten wurde auf einer zeitweiligen Brücke über dem Niveau des Wassers montiert und dann auf 2 an den beiderseitigen Ufern in dem Felsen eingeschnittene Plattformen niedergelassen, nachdem in dem Flussbett in der Breite des Kastens durch Wegräumung von Sand, Kies und vorspringenden Felszacken eine entsprechend tiefe Rinne hergestellt war. Die linksseitige Öffnung des Kastens wurde durch Mauerwerk geschlossen, die rechtsseitige blieb offen und sie mündet in eine unter der Chaussee angelegte Kammer, in welcher sich die Regulierungsschützen des Werkkanals befinden. Nachdem der Kasten an Ort und Stelle festgelegt war, schloss man mittelst Bohlen und Tonschlag die Fugen zwischen Kasten und Flussohle und schon nach einigen Tagen soll sich der Fluss selbst diese Fuge durch die Ablagerung von Sand und Kies vor dem Kasten so gedichtet haben, dass das Wasser bis zur Oberfläche des Kastens stieg und ihn überfloss. Bei Niedrigwasser ergiesst sich das Wasser durch die Öffnungen des Kastendeckels, und man kann mit Gummischuhen auf demselben gehen, ohne sich die Stiefel nass zu machen. Wenn alle Öffnungen, d. h. 20 qm frei sind, ergibt sich bei 5 cbm/sek. nur eine Geschwindigkeit von 0,25 m/sek., also wenn selbst ³/₄ der Öffnungen verstopft wären, so würde die Eintrittsgeschwindigkeit immer noch nicht mehr als 1,0 m betragen. Nach neunjähriger Erfahrung hatte man aber festgestellt, dass sich nicht mehr als 10% der Löcher verstopfen. Die schwimmenden Körper, wie Laub und die Abfälle der Papierfabriken werden sehr wirksam zurückgehalten und legen sich zum Teil auf den Öffnungen fest. Zu ihrer Entfernung genügt es, in einer Betriebspause die Schützen des Regulierungswerkes für einige Augenblicke zu schliessen, sodass Wasser in den Kasten nicht mehr eintreten kann, und alle Schwimmkörper werden vom Wasser gehoben und von dem äusseren Strome fortgeführt. Während diese Art des Einlaufes für die Zurückhaltung der grösseren Schwimmkörper sehr wirksam ist, gelangt dagegen der Sand und kleinkörniger Kies selbstverständlich in grossen Massen in den Kasten und von hier in die Kammer vor den Regulierungsschützen. Da hier der Platz fehlte, ein grösseres Ablagerungsbassin anzulegen, so kommen auch Sand und Kies in den Werkkanal und der Verschleiss der Turbinen soll ein ungewöhnlich grosser sein (vergl. S. 819). Durch den eisernen Kasten war das Hochwasserprofil beschränkt und so hat man denn in den Felsen auf der rechten Seite einen 4,0 m breiten und 4,0 m hohen Hochwasserkanal angelegt, welcher das Wehr umgeht. Dieser Kanal ist an der oberen und unteren Ausmündung durch Schützen verschliessbar. Der Werkkanal ist durch einen Dücker unter dem Hochwasserkanal hindurchgeführt.

d) Die Überläufe und die Ablaufkanäle. Sowohl bei offnem als auch bei abschliessbarem Einlauf wird man meistens dafür Sorge tragen, dass durch Anlegung von Überläufen eine Überflutung der Kanalufer selbstwirkend verhindert wird. Die Länge und die Höhenlage der Überläufe ist so zu berechnen, dass die grösste sekl. Wassermenge, welche unter den ungünstigsten Umständen in den Kanal hineingelangen könnte, über die Überläufe unschädlich in den Fluss zurückgeführt werden würde. In der Regel wird man nicht bloss einen, sondern mehrere Überläufe anlegen. Man sucht dafür solche Stellen aus, bei denen die Zurückführung des Wassers in den Fluss auf die kürzeste und billigste Weise ermöglicht ist. Naturgemäss wird am häufigsten in der Nähe der Druck- oder der Turbinenkammern ein Überlauf anzulegen sein, — es sei denn, dass es sich um kurze Werkkanäle handelt, bei denen die Regulierung des Wasserstandes durch das Wehr selbst schon ausreichend veranlasst werden kann, — damit der Wasserstand hier selbstwirkend im Interesse eines gleichförmigen Ganges der Turbinen reguliert wird, und damit, wenn die Turbinen plötzlich abgestellt werden ohne dass der Wärter am Einlauf benachrichtigt ist, die grösste sekl. Wassermenge, welche bis zu den Kammern gelangen kann unschädlich zum Abfluss kommt.

Bei der Anlage Beznau (Taf. XXV, Fig. 2) ist der 1200,0 m lange Werkkanal fast geradlinig und kann vom Wehre aus bis zum Krafthause übersehen werden. Die sekl. Wassermenge steigt bis zu 300 cbm/sek. Man konnte auf einen Überlauf im eigentlichen Sinne am Krafthause verzichten, weil die Regulierung des Zuflusses am Wehre und am Einlauf in genügender Weise vorgenommen werden kann. Überdies ist am Kraft-

hause ein grösserer Grundablass angelegt und wenn der Wasserspiegel am Krafthause über eine gewisse Höhe steigt, so kann wenigstens ein Teil des Wassers, selbst bei geschlossenen Grundablasschützen, über die Schützen hinweg ins Unterwasser gelangen.

Bei Chèvres (Taf. XXVII, Fig. 1), wo das Krafthaus unmittelbar am Wehre liegt, war ein Überlauf an den Turbinenkammern gleichfalls entbehrlich.

Auch bei der Anlage Hagneck (Taf. XXXII, Fig. 6) fehlt ein Überlauf mit Rücksicht auf den nur 250,0 m langen Werkkanal, dessen Wasserspiegel durch die Schützen des beweglichen Wehres genügend geregelt werden kann.

Beim Lechwerk-Gersthofen (S. 560, Abb. 135) hat man, trotzdem der obere Kanal bis zum Krafthause 2965,3 m lang ist, gleichfalls auf Überläufe im eigentlichen Sinne verzichtet. Ehe aber der Wasserspiegel die Dammkrone erreichen könnte, würde das Wasser über die Mauern der Kammerschleuse stürzen und zum Abfluss kommen. Ausserdem ist ein Grundablass in der Kammerschleusenwand vorhanden. Auch der in der Nähe des Krafthauses befindliche Stauweiher mit 500000 cbm Füllraum kann zum Ausgleich mit herangezogen werden.

Bei der Anlage Jonage ist zwar an den Turbinenkammern auch kein Überlauf vorhanden, dafür sind aber vor und hinter dem Regulierungswerk grosse Überläufe angelegt.

Die theoretische Ausflussmenge aus einer Öffnung in einer vertikalen Wand ist ganz allgemein (Abb. 247a).

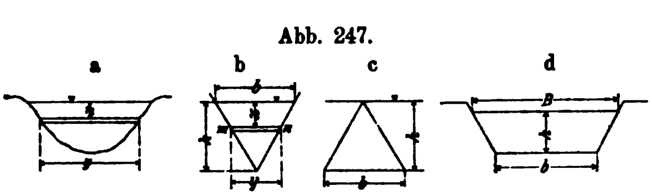
$$Q = \sqrt{2g} \, . \int y \sqrt{x} \, . \, dx \qquad (47)$$

worin bedeuten:

g die Erdbeschleunigung für unsere Breitengrade = 9,81 m, also $\sqrt{2g} = 4{,}429$ m,
x die Tiefe eines Wasserfadens von der Breite y unter dem Wasserspiegel.

Bei einer dreieckigen Ausflussöffnung (Abb. 247b), deren Spitze nach unten steht und deren Basis die Länge b hat, besitzt ein Flächenelement mn in der Tiefe x unter dem Wasserspiegel eine Flächengrösse von $y \, . \, dx = \frac{h-x}{h} \, . \, b \, . \, dx$.

Abb. 247.



Die Wassermenge, welche durch dieses Flächenelement fliesst, beträgt:

$$dQ = \frac{h-x}{h} \, . \, b \, . \sqrt{2gx} \, . \, dx = \frac{b}{h} \, . \sqrt{2g} (h \, . \, x^{1/2} dx - x^{3/2} dx).$$

Nach Integration zwischen den Grenzen x = h und x = 0 ergibt sich

$$Q = \frac{b}{h} \, . \sqrt{2g} (2/3 \, h^{5/2} - 2/5 \, h^{5/2}) = b \, . \, 4/15 \sqrt{2g} \, h^{3/2} = 4/15 \, b \, . \, h \, . \sqrt{2gh} \qquad (48)$$

Für ein beliebiges Parallelogramm ist

$$Q = 2/3 \, b \, . \, h \, . \sqrt{2gh} \qquad (49)$$

Für eine dreieckige Öffnung mit der Spitze nach oben (Abb. 247c)

$$Q = 2/5 \, . \, b \, . \, h \, . \sqrt{2gh} \qquad (50)$$

Für einen trapezförmigen Querschnitt (Abb. 247d) ist

$$Q = 2/15 \, . \, (2B + 3b) \, . \, h \, . \sqrt{2gh} \qquad (51)$$

Für einen kreisförmigen oder elliptischen Querschnitt kann man bei einem Abstand h des Schwerpunktes der Überfallfläche F vom Wasserspiegel angenähert setzen

$$Q = F \, . \sqrt{2gh} \qquad (52)$$

Die wirkliche Durchflussmenge ist stets erheblich kleiner als die theoretische und zwar infolge der Einschnürung (Kontraktion) des ausfliessenden Strahles und des Geschwindigkeitsverlustes durch die gegenseitige Reibung der Wasserteilchen. Wenn das Kanalprofil nicht allmählich in dasjenige des Überlaufrahmens übergeht, sondern wenn der Überlaufrahmen scharfkantig in einer lotrechten Wand eingeschnitten ist, gegen welche die Wasserfäden fliessen, so muss ein Teil der Wasserfäden, vorausgesetzt, dass das Kanalprofil grösser ist als das Profil des Überlaufrahmens, seine Richtung zunächst einmal an der lotrechten Wand des Überlaufs um 90° ändern und abermals, wenn dieser Teil der Wasserfäden in den Überlaufrahmen eintritt. Hierbei entsteht die Erscheinung der Einschnürung, indem die Wasserfäden nicht mit den Wänden des Überlaufrahmens in Berührung bleiben, sondern sich von diesen in Form parabolischer Bögen loslösen. Infolgedessen ist der Querschnitt des eingeschnürten Wasserstrahles F_1 kleiner als der Querschnitt des Überlaufrahmens F. Das Verhältnis $\frac{F_1}{F}$ nennt man den Einschnürungsbeiwert (Kontraktions-Koeffizienten).

Die wirkliche Ausflussmenge wird sowohl durch den Einschnürungsbeiwert als auch durch die gegenseitige Reibung der Wasserteilchen beeinflusst, und man nennt das Verhältnis der wirklichen Ausflussmenge Q_1 zur theoretischen Q, also $\frac{Q_1}{Q}$ den Ausflussbeiwert und gebraucht dafür meistens den griechischen Buchstaben μ.

Es sind von einer grossen Anzahl von Hydrotekten Untersuchungen über die Grösse des Ausflussbeiwerts angestellt und zwar meistens für rechteckige Überlauföffnungen mit vollkommener Einschnürung. Die Angaben, welche eine Anzahl bekannter Autoren gemacht hat, sind in der nachstehenden Tabelle wiedergegeben.

Tabelle XI.

Zahlenangaben für den Ausflussbeiwert bei rechteckigen Überlaufrahmen mit vollkommener Einschnürung.

Name des Autors	Zahlenwerte von μ
Lesbros und Poncelet	0,556 bis 0,628
Castel und D'Aubuisson	0,591 „ 0,718
J. B. Francis	0,623
Morin	0,60 „ 0,66
Boileau	0,592 „ 0,66
Bazin	0,625 „ 0,769
Smeaton und Brindley	0,589 „ 0,682
Du Buat	0,635 „ 0,673
Simpson und Blackwell	0,56 „ 0,74
Parrochetti	0,593 „ 0,641

Bei Beobachtung von Überläufen mit allmählich wachsender Wassertiefe findet man, dass sich der überfallende Wasserstrahl so lange in Unruhe befindet, bis sich die Einschnürung vollkommen ausgebildet hat. Nach voller Ausbildung der Einschnürung ist die Oberfläche des Wasserstrahls ganz glatt, und es bleibt der Ausflussbeiwert bis zu einer gewissen Wasserhöhe (0,50 bis 0,60 m) ziemlich konstant derselbe.

Für genaue Wassermessungen werden die Überlaufrahmen meistens so eingerichtet, dass sich eine vollkommene Einschnürung ausbilden kann, und man schneidet

sie deshalb in einer lotrechten, glatten Wand scharfkantig ein. Die Einschnürung hängt auch von der Dicke des Überfallrahmens ab und nach Cipolletti[25]) darf bei Überfallhöhen bis zu $h = 0,12$ m die Rahmendicke des Überlaufs nicht mehr als 1/10 h, bei Überfallhöhen von $h > 0,12$ bis zu 0,60 m, muss sie weniger als $\frac{h}{3}$ und am besten nicht mehr als 1/4 h betragen, wenn man sicher sein will, eine vollkommene Einschnürung zu erzielen.

Die nachstehende Tabelle gibt ein interessantes Bild über das Verhältnis zwischen Wanddicke des Überlaufrahmens und Höhe des Wasserstrahles bei Beginn und bei voller Ausbildung der Einschnürung. Die Tabelle zeigt aber auch die interessante Tatsache, dass bei Herabminderung der Höhe des Überlaufstrahles die Einschnürung nicht bei derselben Höhe, bei welcher sie begonnen hat, aufhört, sondern bei einer kleineren Höhe.

Tabelle XII.

Ergebnisse der Versuche von Cesare Cipolletti zur Feststellung des Verhältnisses zwischen Höhe des überfallenden Wasserstrahls und Dicke des Überfallrahmens, bei welchem die Einschnürung beginnt, sich vollkommen ausbildet und wieder aufhört.

Tag des Versuches	Dicke des Überfallrahmens in m	Höhe des Überlaufstrahles in m bei: Beginn der Einschnürung (ansteigende Höhe)	vollkommener Einschnürung (ansteigende Höhe)	Beginn der Berührung (abfallende Höhe)	vollkommener Berührung (abfallende Höhe)
28. Mai 1885	0,010	0,035	0,090	—	0,020
	0,020	0,055	0,120	—	0,040
	0,030	0,070	0,120	—	0,045
	0,040	0,090	0,125	—	0,065
	0,050	0,115	0,130	—	0,085
	0,060	0,130	0,160	0,105	0,095
	0,070	0,150	0,180	0,125	0,110
	0,080	0,170	0,205	0,160	0,130
	0,090	0,210	0,240	0,180	0,160
	0,100	0,240	0,280	0,200	0,170
	0,110	0,300	0,325	0,210	0,200
	0,120	0,320	0,330	0,240	0,230
	0,130	0,390	0,400	0,290	0,260
	0,140	0,440	0,450	0,280	0,270
	0,150	0,470	0,480	0,320	0,310
	0,160	0,480	0,500	0,350	0,310
	0,170	0,500	0,520	0,370	0,355
	0,180	0.590	0,610	0,395	0,360
	0,190	0.610	0,640	0.440	0,420
	0,200	0,620	0,655	0,450	0,425

J. B. Francis fand durch seine zahlreichen Versuche in Lowell (Mass.) bei Boston (S. 7 und 622), dass, wenn die Kanalsohle um das Dreifache der Höhe h des überfallenden Wasserstrahls unter der Schwelle des Überfallrahmens lag und wenn die seitlichen Ränder des Überlaufrahmens mindestens um 2 h von den Wänden des Zuführungskanals entfernt waren, es alsdann auf die Grösse des Ausflussbeiwerts ohne

[25]) Cesare Cipolletti: Esperimenti e formole per grandi stramazzi a soglia inclinata od orizzontale. Mailand 1886 bei Ulrico Hoepli.

merkbaren Einfluss blieb, wenn man die Tiefe der Sohle und die Entfernung der Kanalwände vergrösserte. Hieraus würde folgen, dass nur bis zu den angegebenen Massen eine allmähliche Überführung des Kanalprofils in den Überlaufrahmen mit Bezug auf die Grösse der Durchflussmenge von praktischem Werte sein kann. J. B. Francis fand weiter:

1. Dass die Einschnürung an der wagerechten Schwelle eines in einer lotrechten Wand unter Berücksichtigung der obigen Gesichtspunkte eingeschnittenen Überfallrahmens bei Wassertiefen von 0,08—0,5 m fast konstant blieb und einem Ausflussbeiwert von 0,623 entsprach.

2. Dass die Einschnürung an den aufrechten Seiten des Überfallrahmens gleichfalls konstant blieb, wenn die lichte Weite des Überlaufrahmens mindestens das Dreifache oder besser das Vierfache der Höhe des überfallenden Wasserstrahles betrug. Bei kleineren lichten Weiten im Verhältnis zur Höhe wurde eine Verkleinerung der Einschnürung für die seitlichen Ränder festgestellt.

3. Bei weiten Überlaufrahmen, bei denen also das Verhältnis der lichten Weite zur Höhe grösser als 4 : 1 war, wurde der Wert der Einschnürung pro Seitenwand zu 1/10 h, d. h. also bei einem rechteckigen Querschnitt die gesamte seitliche Einschnürung im Werte von 1/5 h festgestellt[26]).

Hiernach ergibt sich die Formel für die Wassermenge, welche durch einen Überlauf mit rechteckigem Querschnitt bei vollkommener Einschnürung fliesst, zu:

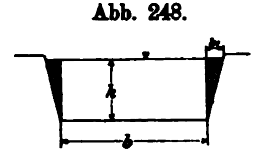
$$Q = 0{,}623\ (b - 0{,}20\ h)\ 2/3\,h\ \sqrt{2gh} \qquad (53)$$

Diese Formel gibt nach Cipolletti noch vollkommen einwandfreie Resultate. solange die Wasserhöhe nicht mehr als 0,60 beträgt.

Zu beachten ist noch, dass h immer ca. 1,0 m vor dem Überlauf zu messen ist, da die Absenkung des Wasserspiegels über der Schwelle etwa 0,20 h betragen kann (vergl. S. 627).

Für Überläufe, mit denen man zugleich genaue Wassermessungen vornehmen will, wird man gut tun, die Wasserhöhe des Überlaufs nicht wesentlich über 0,50 bis 0,60 m zu steigern, weil man dann bei vollkommener Einschnürung mit einem konstanten $\mu = 0{,}623$ rechnen kann. Für grössere Überfallhöhen schwanken die Angaben der verschiedenen Autoren um ca. 10 bis 12%.

Abb. 248.



Man kann bei einer gegebenen lichten Weite eines rechteckig gedachten Überlaufrahmens die Wirkungen der Einschnürung an den Seitenwänden dadurch eliminieren, dass man den Rahmen bei gleicher Sohlenweite trapezförmig macht. Zu suchen ist für diesen Zweck die Länge b_1, nämlich die Länge der Grundlinien der Dreiecke, welche der rechteckige Überlaufrahmen aus dem Trapez ausschneidet (Abb. 248). Die theoretische Ausflussmenge aus jedem dieser Dreiecke beträgt $q = 4/15\,b_1 \,.\, h\,\sqrt{2gh}$ (vergl. Gleichung 49). Der Einschnürungsverlust an einer Seitenwand ist nach Gleichung (53) $= 0{,}10\,h\ 2/3 \,.\, \sqrt{2g} \,.\, h^{3/2}$. Durch Gleichsetzung dieser beiden Werte findet man $b_1 = 0{,}25\,h$. Wenn man also den Überlaufrahmen trapezförmig macht, derart, dass, wenn b die lichte Weite an der Sohle ist, die Weite in der Höhe h über der Sohle $b + 0{,}5\,h$ beträgt, so kann man statt der Formel (53) nunmehr schreiben $Q = \mu \,.\, 2/3\,b \,.\, h \,.\, \sqrt{2gh}$ (54), worin μ dann also bei vollkommener Sohleneinschnürung zu **0,623** konstant bis zu Werten von $h = 0{,}6$ m gesetzt werden darf.

[26]) Cesare Cipolletti: Esperimenti e formole per grandi stramazzi a soglia inclinata od orizzontale. Mailand 1886. S. 34.

Bei Formel (54) ist angenommen, dass die Geschwindigkeit des beim Überlaufrahmen ankommenden Wassers = 0 zu setzen ist, und man wird bei Berechnung von Überläufen in Werkkanälen, sofern sie parallel zur Kanalachse angelegt sind, diese Annahme machen müssen.

Bei genauen Wassermessungen kann man aber die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers nicht vernachlässigen. Auch bei Überläufen in Werkkanälen, welche nicht parallel zur Stromrichtung des Kanals liegen, wird man bei der Berechnung der Überlaufweiten die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers zu berücksichtigen haben. Ist v_0 die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers, so ist die theoretische Druckhöhe, durch welche diese Geschwindigkeit erzeugt wird, $h_0 = \frac{v^2_0}{2g}$ und es wird

$$Q = 2/3 \mu . b . \sqrt{2g} \{(h + h_0)^{3/2} - h_0^{3/2}\} \tag{55}$$

$$\text{und } h = \left[\frac{Q}{2/3 \mu b \sqrt{2g}} + h_0^{3/2}\right]^{2/3} - h_0 \tag{56}$$

Aus diesen Betrachtungen über die Überläufe mit voller Einschnürung ergeben sich die Massregeln, welche man zu treffen hat, **wenn man einen Überlauf möglichst leistungsfähig machen will, d. h. wenn der Ausflussbeiwert μ möglichst gross werden soll.** Man darf also in diesem Falle den Überlaufrahmen nicht scharfkantig in eine lotrechte Wand einschneiden, sondern man muss die zu dem Überlaufrahmen führenden Seitenwände abschrägen und abrunden, und zwar ist diese Abschrägung an den Seitenwänden noch von Wirksamkeit bis zu einer Entfernung von 2 h vom Rande des Überlaufrahmens und die Abschrägung nach der Sohle zu ist noch wirksam bis zu 3 h unter der Schwelle des Überlaufs. Man muss ferner die Dicke des Überlaufrahmens grösser machen als $\frac{h}{4}$ und einen Wert zwischen h/3 und h/2 wählen. Macht man die Dicke aber grösser als h/2, so tritt wiederum eine Verzögerung der Wasserfäden ein (S. 628). Abwärts vom Überlaufrahmen muss man die Mauerkrone mit 1 : 7 und mehr abfallen lassen. Bei der angegebenen Mindestneigung ist es alsdann auf die Grösse der überfallenden Wassermenge ohne Belang, ob das Wasser auf einer derart geneigten Fläche weiter fliesst oder ob es lotrecht abstürzt. Bei derartig angelegten Überläufen darf man μ je nach der Vollkommenheit der überleitenden Flächen und der Rauhigkeit der Wände = 0,75 bis 0,77 setzen.

Durch die Versuche von Morin ist festgestellt, dass wenn der Wasserspiegel des Unterwassers ganz oder fast bis an die O. K der Schwelle des Überlaufrahmens heranreicht, eine Sohleneinschnürung nicht mehr eintritt, und es würden deshalb in diesem Falle, auch wenn der Überlauf den oben besprochenen Anforderungen nicht entspräche, für μ Werte von 0,714 bis 0,769 angenommen werden können. Die von Morin festgestellte Tatsache scheint darauf zurückzuführen zu sein, dass in der erwähnten Voraussetzung die Luft nicht mehr an die Schwelle heran und in den bei Einschnürung sich bildenden Hohlraum eintreten kann.

Wegen der Formeln für unvollkommene Überfälle kann auf Kap. III, § 1 A S. 623 verwiesen werden.

Für die Verwendung der gegebenen Formeln ist zunächst die sekl. Wassermenge Q zu bestimmen, welche höchstenfalls über den Überlauf fliessen soll, und man wird sie, wenn man nur einen Überlauf hat, meist gleich derjenigen Wassermenge annehmen, welche höchstenfalls in den Werkkanal eintreten kann. Sind mehrere Überläufe hinter-

einander vorhanden, so kann man diese grösste Wassermenge auf dieselben verteilen. Die grösste Wassertiefe im Werkkanal und das Wasserspiegelgefälle sind aus den Überlegungen bei Festlegung des Kanalprofils und beim Entwurf des Regulierungswerkes gleichfalls bekannt, und wenn man die O. K. der Schwelle eines an einer bestimmten Stelle anzulegenden Überlaufs festlegt, so ergibt sich daraus auch die Höhe des überfallenden Wasserstrahls h am Anfang des Überlaufs. Nimmt man an, dass die grösste sekl. Wassermenge zu einer Zeit, wo der Betrieb im Kraftwerke ruht, an den Überlauf herankommt, sodass die ganze sekl. Wassermenge über den Überlauf stürzt, so kann man für die Berechnung der Weite b des Überlaufrahmens die ermittelte Höhe h des überfallenden Wasserstrahls am Anfang des Überlaufs für die ganze Weite als gleichmässig vorhanden ansehen. Soll ein Teil Q_1 der grössten sekl. Wassermenge Q abwärts des Überlaufs im Werkkanal weiter fliessen, so ist die über den Überlauf zur Abführung zu bringende Wassermenge nur noch $Q - Q_1$, und es wird sich aus dem bekannten Profil des Werkkanals abwärts des Überlaufs, aus Q_1 und den früher ermittelten Werten für die Füllhöhe t_1 eine Höhe h_1 des überfallenden Wasserstrahls am Ende des Überlaufs ergeben.

Für die Berechnung der lichten Weite des Überfallrahmens b würde man dann genau genug die mittlere Überfallhöhe $\frac{h + h_1}{2}$ annehmen können.

Wegen der baulichen Einrichtung der Überläufe kann auf die vielen im Kap. II gegebenen Beispiele verwiesen werden, aber die folgenden Angaben mögen hier noch Platz finden:

Von der Abschrägung der Seitenwände und der Krone des Überlaufs vor und hinter dem engsten Überlaufrahmen, um eine möglichst glatte Überführung der Wasserfäden in den Überlaufrahmen zu erzielen, war bereits S. 813 die Rede und ferner ist es selbstverständlich, dass man sie so wenig rauh wie möglich machen muss. Man gibt dem Rahmen selbst am besten eine flache Abrundung und lässt dann, wenn wegen der Standsicherheit der Überlaufmauer grössere Dicken erforderlich sind, die Krone des Überlaufs abwärts des Rahmens mit 1 : 7 und mehr abfallen. Um den Überlauf willkürlich regulieren zu können, ist es zweckmässig, in den Seitenwänden des Rahmens Dammbalkenschlitze anzuordnen, oder wenn der Überlauf so breit ist, dass man die ganze Öffnung nicht mit einer Balkenlänge schliessen kann, auf der Krone in geeigneten Abständen vertikale I-Eisen einzulassen, welche den Bohlen oder Balken als Stütze dienen können.

Handelt es sich um eine grosse Wassermenge und infolgedessen um eine grosse Länge des Überlaufs, so kann man häufig dadurch die Baukosten verringern, dass man die Überlaufschwelle nicht geradlinig, sondern in Form von Kreisbögen oder Vielecken anlegt. Als Beispiele hierfür können der grosse Überlauf der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. XLI, Fig. 1 u. S. 516), sowie der Überlauf der Urfttalsperre (Taf. XLIX, Fig. 3 u. 4 u. S. 591) und die Überläufe der Queistalsperre bei Marklissa (Taf. L, Fig. 1 u. S. 600) gelten.

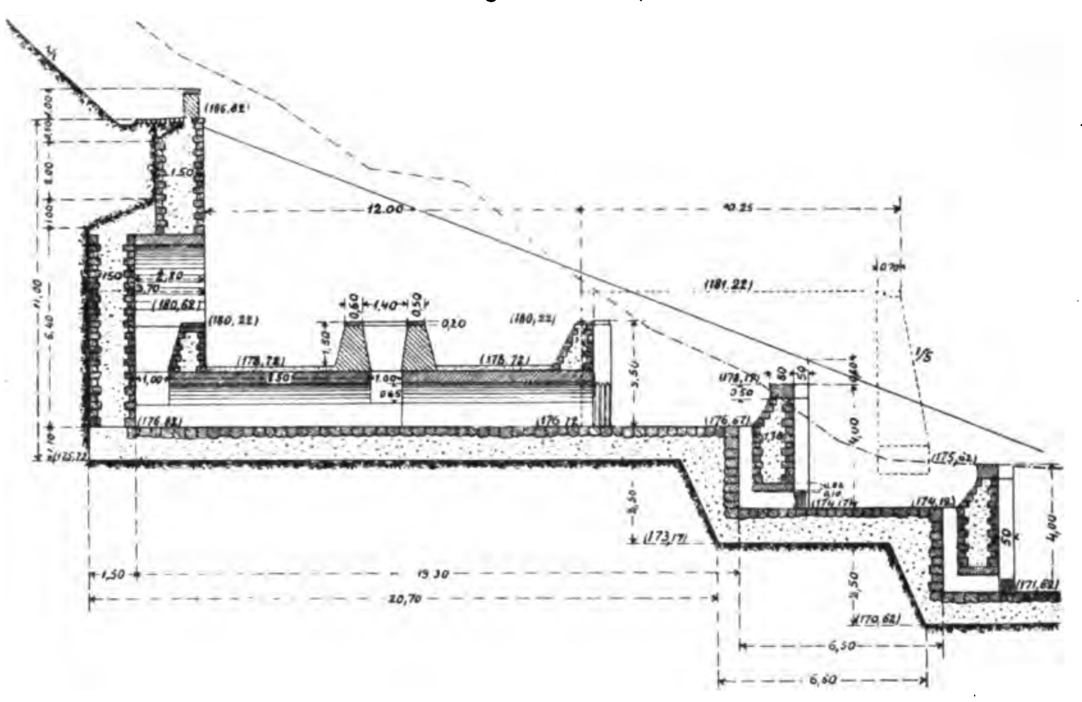
Wie bei den Wehren, so ist es auch bei den Überläufen am besten, das Wasser lotrecht von der Krone des Überlaufs herabfallen zu lassen, wenn es sich um sogenannte vollkommene Überfälle handelt. Um den Stoss des Wassers auf das Sturzbett abzuschwächen, wird zweckmässig ein Wasserpolster angelegt, indem man das abwärts gelegene Ende des Sturzbettes durch eine Wand abschliesst. Die Höhe dieses Wasserpolsters richtet sich nach der Höhe des Wasserfalles und der Stärke des überfallenden Strahles.

Bei der Anlage Vizzola (S. 347/348) ist zum Beispiel zwischen der Überlaufkrone und der Sohle des Sturzbettes ein Höhenunterschied von 9,30 m. Der überfallende Strahl kann eine Stärke (x) bis zu rd. 0,52 m haben[27]).

Das Wasserpolster ist 1,30 m hoch angelegt und hat sich, ebenso wie die aus einer 1,0 m starken Betondecke hergestellte Sohle des Sturzbettes als ausreichend erwiesen.

Bei der Jonageanlage (Taf. XLI, Fig. 3) liegt die Sohle des Sturzbettes 2,05 bezw. 2,45 m unter der Überlaufschwelle. Die Höhe des Überfallstrahles kann bis zu 1,50 m betragen, und das Wasserpolster ist für den 2,05 m hohen Wasserfall auf 0,30 m, für den 2,45 m hohen Wasserfall auf 0,40 m angenommen. Eine sehr zweckmässige

Abb. 249. Schnitt durch den Werkkanal und den in der Nähe der Druckkammern angelegten Überlaufkanal der Anlage Paderno (an der Adda).



Anlage eines Sturzbettes zeigt auch die Ennepe-Sperrmauer (Taf. LIII, Fig. 14), wo das Wasser rd. 33,60 m auf der Luftseite der Mauer abstürzt und in einem etwa 3,0 m hohen Wasserpolster seine lebendige Kraft einbüsst.

Ist der Höhenunterschied zwischen dem ersten Sturzbett und dem Wasserspiegel des Flusses, in welchen das Überlaufwasser geführt werden soll, noch gross, so legt man die Sohle des Ablaufkanals meistens kaskadenförmig an und wird, falls die Höhe einer Stufe mehr als 1,50 m beträgt, auf der betreffenden Stufe wiederum ein Wasserpolster schaffen. Als Beispiel eines typischen kaskadenförmigen Ablaufkanals sei auf die Anlage Novalesa an der Cenischia (Taf. XII, Fig. 6 bis 9 u. S. 375) verwiesen. Bei grossen Wassermengen und höheren Stufen ist es zweckmässig, zur weiteren Abminderung des Wasserschlages vor oder in der lotrechten Stufenwand Fallöcher anzulegen und diese über der Sohle der nächsten Stufe wagerecht ausmünden zu lassen.

---

[27]) $x = \sqrt{\frac{Q^2}{(2/3\,\mu\, b)^2\, 2g}} = \sqrt[3]{\frac{75^2}{0{,}50^2\, 90^2\, .\, 19{,}62}} = 0{,}52$ m.

Auf diese Weise wird der Schlag des über die Stufe lotrecht herabfallenden Wassers durch die wagerechten Wasserstrahlen, welche aus den Öffnungen heraustreten, gemildert. Man wird die Zahl und Grösse der lotrechten Fallöcher so einrichten, dass etwa die Hälfte der grössten sekl. Wassermenge hindurch kann, die andere Hälfte aber über die Stufe abstürzt. Beispiele hierfür bieten die Überlaufkanäle der Anlagen Vizzola (S. 347 u. ff. und Abb. 44), Pont St. Martin (Taf. XIV, Fig. 3 u. 4 und S. 383), Paderno (Abb. 249).

Mit Rücksicht darauf, dass die Ablaufkanäle nur selten und für kurze Dauer mit der grössten sekl. Wassermenge belastet sein werden und dass durch sie der Regel nach bei richtiger Bedienung der Regulierungsschützen nur ein kleiner Überschuss abfliessen soll, kann man für sie unbedenklich grössere Geschwindigkeiten als bei den Werkkanälen zulassen, ohne fürchten zu müssen, dass die Sohle und die Seitenwände zu schnell ausgeschliffen werden. Dieses Ausschleifen erfolgt natürlich um so stärker, je grösser die Wassergeschwindigkeit ist, je mehr das Wasser durch Sand und Kies verunreinigt ist und je häufiger der Überlauf in Tätigkeit tritt. Bei Ablaufkanälen aus gutem Bruchstein- oder bestem Klinkermauerwerk sollten die rechnungsmässig grössten Geschwindigkeiten nicht mehr als 8 bis 10 m/sek., bei Zementkanälen die Geschwindigkeiten nicht mehr als 6 bis 7 m/sek. betragen. Wird der Ablaufkanal aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt oder die wasserberührte Fläche mit solchem Mauerwerk verblendet, ist es bei sehr starkem Gefälle zweckmässig, einzelne Bruchsteine aus dem Profil herausragen zu lassen, um den Rauhigkeitsgrad der wasserberührten Fläche nach Möglichkeit zu erhöhen. Die vorstehenden Steine müssen in der Längsrichtung gegeneinander versetzt sein, damit möglichst viel Wirbel entstehen zur Vernichtung der lebendigen Kraft der einzelnen Wasseradern. Es ist aber selbstverständlich darauf zu achten, dass die vorragenden Bruchsteine tief genug in das Fundament oder in die Seitenwände eingreifen, damit sie von der Gewalt des Wassers nicht herausgerissen werden können. Die Fugen sind mit gutem Zement sorgfältig auszufüllen. Für Kanäle aus Klinkermauerwerk finden diese Betrachtungen sinngemässe Anwendung. Bei der Profilierung muss man bei stark geneigten Ablaufkanälen im Gegensatz zu den Werkkanälen ausserdem darauf Bedacht nehmen, dass der hydraulische Halbmesser $R = \frac{F}{p}$ möglichst klein, also der benetzte Umfang möglichst gross wird.

Das Einfachste und Billigste ist es natürlich, wenn man das Überlaufwasser wie bei den Anlagen Funghera, La Goule, Les Clées (Abb. 65, S. 404), Kubelwerk, Hafslund, Livet (Abb. 118, S. 530), ohne weitere künstliche Ablaufkanäle frei über den natürlichen Felsen abstürzen lassen kann.

Aus Ersparnisrücksichten hat man bei der Anlage Ceres Ala (Taf. XI, Fig. 1 und S. 370) anstatt kaskadenförmiger Ablaufkanäle bei rd. 100,0 m Fallhöhe Ablaufrohre aus Zement verlegt, welche sich den steilen Abhängen anschmiegen. In das Ablaufrohr der obersten Druckkammer sind drei Fallschächte, in das der zweiten Druckkammer vier eingelegt, in denen die lebendige Kraft des Wassers vernichtet werden soll. Jeder Fallschacht ist durch eine lotrechte Scheidewand in zwei Teile geteilt. Das Wasser stürzt aus dem oberen Ablaufrohr in den ersten Teil des Fallschachtes, muss unter die Scheidewand hindurch und steigt dann in dem zweiten Teil des Schachtes bis zur Ausmündung des unteren Ablaufrohres auf. Indessen die Rohrlängen von einem Fallschacht zum andern sind so gross, dass sich in ihnen wegen der starken Neigung Geschwindigkeiten entwickeln, denen die Betonrohre nicht gewachsen sind. Deshalb war bei der Ceres Ala-Anlage nach zwei Jahren der Verschleiss der Rohre schon

so gross, dass man an die Verlegung von eisernen Rohren als Ersatz für die Zementrohre denken musste. Wenn man für Ablaufkanäle mit grösserem Fall Zementrohre verwenden will, so wird man am besten lotrechte Fallschächte — bei denen man in der Fallhöhe bei ausreichendem Wasserpolster sehr weit gehen kann — mit Rohrstrecken abwechseln lassen, welche so schwach geneigt sind, dass in ihnen Geschwindigkeiten von höchstens 6 bis 7,0 m/sek. entstehen können.

Bei Verwendung röhrenförmiger Ablaufkanäle muss man ihre Wandungen so stark machen, dass sie den ganzen statischen Druck zwischen Ober- und Unterwasser aushalten können, denn man wird es immerhin als möglich anzunehmen haben, dass sich durch irgend einen Zufall das Rohr verstopft und unter den Druck des ganzen Höhenunterschiedes zwischen Unter- und Oberwasser gelangen kann. Schon aus diesem Gesichtspunkt würde man Ablaufrohre aus armiertem Beton für Druckhöhen von mehr als 40,0 m bei dem heutigen Stande der Technik und den bisher vorliegenden Erfahrungen wohl kaum wählen. Da nun aber auch den in solchen Rohren auftretenden Geschwindigkeiten, wenn sie auf längeren Strecken mit 1 : 10 und mehr geneigt sind, nur guter Stahl widerstehen kann, so ist die Verwendung dieses Materials für derartige Ablaufrohre das gegebene.

Bei der Anlage La Dernier-Vallorbe (Taf. XXXI, Fig. 1 u. 6 u. S. 464) sind zwei stählerne Rohre von je 0,850 m Durchmesser als Ablaufkanäle verlegt worden. Die grösste Wassermenge beträgt 20 cbm/sek., sodass auf jedes Rohr 10 cbm/sek. entfallen. Die gesamte Druckhöhe zwischen der Druckkammer und der Ausmündung in den Fluss beträgt 237,0 m, die Länge jedes Rohres etwa 722,0 m. also das Gefälle J auf 1,0 m durchschnittlich = 0,328 m. Die Geschwindigkeit im Rohre ergibt sich, wenn man $R = \frac{D}{4} = 0{,}213$ und c zu 70 in der Formel $v = c\sqrt{RJ}$ annimmt, zu rd. 18,7 m/sek., während sich bei voller Füllung und 10 cbm/sek. $v = \frac{Q}{F}$ zu $\sim$ 17,7 ergeben würde. Die Stärke der verwendeten Stahlplatten beträgt 9 mm. Die Rohre sind auf Betonfundamenten in gusseisernen Schalen gelagert und an allen Knickpunkten durch mächtige Betonklötze festgelegt. Jedes Rohr kann durch eine Schütze, welche sich in der Druckkammer befindet, trocken gelegt werden. An dem oberen Ende der Rohre sind Steigerohre aufgesetzt. damit jederzeit die Zuführung von Luft gesichert ist. Ausserdem sind im Verlauf des Rohres an zwei Stellen selbstwirkende Luftventile angeordnet, welche durch Federn für gewöhnlich geschlossen gehalten werden, sich aber öffnen, sobald durch den Wasserstrom eine grössere Luftverdünnung im Rohre eintritt. Taf. LIX, Fig. 18 zeigt die Einzelheiten eines solchen Luftventils. Da die Rohre auf grösseren Längen offen liegen, sind an zwei Stellen Dilatationsvorrichtungen angeordnet. Die Ausmündung der Rohre in den Turbinenkanal erfolgt parallel zur Stromrichtung der Orbe (Taf. XXXI, Fig. 6) und über dem höchsten Wasserspiegel. Die aus den Ablaufrohren austretenden Strahlen treffen bei N.W. immer noch ein Wasserpolster von 1,50 m Stärke, welches bei höheren Wasserständen, d. h. zu Zeiten, wenn die Ablaufkanäle ihre grösste Wassermenge führen, auf 3,20 m ansteigen kann. Die Sohle des an der Ausmündungsstelle gebildeten Beckens besteht aus einer 0,70 m starken Betonlage, und diese ist durch einen Bohlenbelag auf hölzernen Querschwellen gegen Ausspülungen geschützt.

An verschiedenen Stellen der Rohre sind Mannlöcher angeordnet, damit man in der Lage ist, das Innere zu revidieren und sich von dem Grade des Verschleisses und sonstigem Zustande der Rohre zu überzeugen.

Für ähnliche Anlagen ist es zu empfehlen, wie bei La Dernier-Vallorbe, die Wassermenge auf zwei Rohre zu verteilen, weil man dann eines auf längere Zeit notfalls zur Ausführung von Reparaturen ausser Betrieb setzen kann. Ergibt sich z. B. bei der Revision, dass die Sohle bereits erheblich ausgeschliffen ist, so könnte man eine Drehung des betreffenden Rohres vornehmen, anstatt dasselbe vollständig auszuwechseln.

Bei der Anlage La Dernier-Vallorbe kommt das Wasser aus einem 2632,0 m langen Tunnel und es wird infolgedessen auch bei strengstem Frost eine Temperatur von 2 bis 3° über Null haben. Wie weit die Ablaufleitungen bedeckt und wie weit sie offen sind kann man ungefähr aus Taf. XXXI, Fig. 1 erkennen. Nach den Mitteilungen der Verwaltung haben sich wie zu erwarten bis jetzt niemals, auch nicht im Winter 1906/1907, trotzdem die Temperatur auf — 18° C. sank, störende Eisbildungen in den Ablaufrohren gezeigt.

Wenn viel Wasser überfliesst, ist die Wassergeschwindigkeit in solchen geschlossenen Rohrleitungen so gross, dass eine Eisbildung unmöglich wird, wenn dagegen nur wenig Wasser überfliesst, kann die Unterkühlung an den Rohrwandungen für die Bildung einer festen Eisschicht, welche schliesslich zu einem festen Eispfropfen anwachsen kann, gross genug sein. Es wird deshalb die bedeckte Verlegung stählerner Ablaufrohre den Vorzug verdienen, wo starke Fröste zu erwarten sind.

Erinnert sei an dieser Stelle daran, dass Intze die zwei 5,0 m im Lichten weiten Abfallschächte an den Überläufen der Queistalsperre bei Marklissa (S. 601 u. Taf. L, Fig. 7), durch welche bei 40,0 m Fallhöhe je 390 cbm/sek. hindurchstürzen können, mit einer Stahlpanzerung versehen hat, da sich rechnungsmässig eine Geschwindigkeit des Wassers in den Schächten von ∾ 20 m/sek. ergab.

Für die Berechnung der Ablaufkanäle gelten die im Abschnitt b gegebenen Formeln. Sofern die Abläufe wiederum kaskadenförmig mit Überläufen angelegt werden sollen, kommen die in diesem Abschnitt mitgeteilten Formeln 53 bis 56 zur Anwendung.

e) Die Ablagerungsbecken. Wenn man auch bei richtiger Anordnung des Wehres, des Einlaufs und des Regulierungswerkes das gröbere **Geschiebe** vom Werkkanal abhalten und bei genügender Stauhöhe am Wehre einen grossen Teil der Sinkstoffe vor dem Wehre zur Ablagerung bringen kann, so treten doch die feineren Sinkstoffe mit in den Werkkanal hinein, weil sie bei den Geschwindigkeiten, welche sich in den für Wasserkraftanlagen geeigneten Flusstrecken mit Gefällen von 1 : 1500 und mehr entwickeln, in allen Wasserschichten treiben.

Ausscheiden können für die Betrachtungen dieses Abschnittes alle diejenigen Fälle, wo das Triebwasser direkt aus einem natürlichen See oder aus einem grösseren künstlichen Staubecken entnommen wird, also z. B. Fälle wie bei den Anlagen La Goule, La Dernier-Vallorbe, Lac Tanay, Sault St. Marie, Urft-Talsperre und die Queis-Talsperre-Marklissa, denn hier liegen grosse Ablagerungsbecken **vor dem Einlauf,** während nachstehend nur von solchen Ablagerungsbecken die Rede sein soll, welche **abwärts des Einlaufs** anzulegen sind.

Durch den Sand und Schlick leiden die Turbinen und Druckrohre.

Der Verschleiss zeigt sich besonders an den Organen der Turbinenregulierung, den Leitschaufeln, den Spaltschiebern, den äusseren oder inneren Ringschiebern etc., aber auch an den Laufrädern und Turbinengehäusen. Dieser Verschleiss ist um so grösser, je stärker der Prozentsatz des mitgeführten Sandes und Schlickes und je grösser die Geschwindigkeit ist, mit welcher das Wasser die Turbinen durchströmt.

Bei der Anlage Pont St. Martin z. B., wo der Wasserdruck 11,0 bis 14,0 m

beträgt und die 1000 pferdigen Francis-Schacht-Turbinen 187 Uml./Min. machen, war es nötig, im Sommer, da die Dora Baltea auch schon bei mittleren Wasserständen Sand und Schlick in grossen Mengen mit sich führt, wegen der ungenügenden Anlagen zur Abscheidung des Sandes und des Schlicks die Leitschaufelkränze alle 3 bis 4 Wochen herauszunehmen und ganz oder zum Teil zu erneuern.

In der bereits erwähnten Anlage der Usine Prémont[28]), wo 12 Turbinen von 160 PS_e und 4 Turbinen von 480 PS_e unter einem Druck von 75,0 m arbeiten, müssen die Leiträder alle 18 bis 20 Tage erneuert werden, und die Laufräder halten nicht länger als eine Saison.

Die Verwaltung der Usine de Prémont berechnet die reinen Reparaturkosten durch Verschleiss der Turbinen auf 1,56 Frs. = 1,25 Mk. pro Jahr und PS_e für die kleinen Einheiten und auf 0,50 bis 0,60 Frs. = 0,40 bis 0,48 Mk. für die grossen Einheiten. Für den Mehrverschleiss der übrigen Turbinenteile, der Druckrohre etc. infolge des unreinen Wassers wird man aber wohl noch einen Zuschlag von 10 bis 20 % zu den obigen Kosten hinzuzurechnen haben.

Sobald der Verschleiss beginnt, nimmt auch der Nutzeffekt der Turbine ab, und es kommen zu den Kosten der häufigen Reparaturen noch die Verluste an Kraft hinzu. Um die Reparaturkosten in solchen Fällen einzuschränken, werden die Leit- und Laufräder so eingerichtet, dass man die dem Verschleiss am meisten ausgesetzten Teile leicht herausnehmen und ersetzen kann.

Die Verluste an Kraft, welche durch die Verschlechterung des Nutzeffektes um 10 bis 50 % infolge des Verschleisses der Turbinen entstehen können, fallen um so stärker ins Gewicht, je höher der Preis ist, zu dem man eine PS_e-Stunde verwerten kann und je dringlicher der Kraftbedarf gerade in der Zeit ist, wo die grössten Beimengungen von Sand im Betriebswasser vorkommen.

Hat man, wie z. B. in Pont St. Martin, drei 1000 PS_e-Turbinen im ständigen Betriebe, und arbeiten diese infolge des Verschleisses der Leitschaufeln und Laufräder an 100 Tagen mit um durchschnittlich 15 % verschlechtertem Nutzeffekt, so macht das bei 12stündigem Betriebe und voller Belastung $1000 \,.\, 3 \,.\, 15 \,.\, 12 = 540000$ PS_e-Stunden jährlich aus, und wenn man den Wert der PS_e-Stunde nur mit 2,5 Pfennigen anrechnet, so stellt der Verlust an Kraft immerhin schon einen Wert von 13500 Mk. pro Jahr dar.

Bei sehr verunreinigtem Wasser müssen auch die Reserven, welche in dem Krafthause aufzustellen sind, grösser sein, weil eben häufigere Reparaturen vorkommen, und trotzdem wird durch den schnellen Verschleiss der Turbinen die Betriebssicherheit der Gesamtanlage beeinträchtigt.

In der Regel wird die Sättigung des Wassers mit Sand und Schlick bei N.W. klein, bei H.W. gross sein (S. 130). Sie kann im oberen Laufe von Gebirgsflüssen bei H.W. nach Sturzregen 4—5 % des Rauminhaltes der sekl. Wassermenge betragen, wird nicht selten bei H.W. 1 % und auch bei mittleren Wasserständen noch 1—2 ‰ ausmachen. Rechnet man mit einer Sättigung des Wassers durch Sand und Schlick von 1 % des Raumgehaltes und nimmt im Werkkanal eine Wasserführung von 40 cbm/sek. an, welche z. B. derjenigen der Anlage St. Maurice-Lausanne entspricht, so würde also jedes cbm/sek. Wasser 10 l/sek. Sand und Schlick mit in den Kanal hineinführen, sodass bei 40 cbm/sek. 400 l Sinkstoffe pro Sekunde und 1440 cbm in der Stunde in dem Ablagerungsbecken zur Ausscheidung gebracht werden müssten. Bei nur 1 ‰ der

[28]) A. Boucher, Usine de Prémont à Saint-Michel de Maurienne. Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche 1892. II. Vol. S. 825.

Sättigung würden in der Stunde 144 cbm und in 12 Stunden 1728 cbm zur Ablagerung kommen müssen.

Die meisten Ablagerungsbecken, welche bei neueren Wasserkraftanlagen zur Ausführung gebracht sind, erfüllen ihre Aufgabe nur unvollkommen, weil sie zu klein sind und weil auch im übrigen ihre Anordnungen dem Zwecke nicht entsprechen.

Bei der Anlage Pont St. Martin z. B. hat das Becken vor dem Krafthause nur einen Inhalt von rd. 2400 cbm, beträgt also bei 30 cbm/sek. normaler Wasserführung im Werkkanal nur das 80fache dieser Wassermenge. Der grösste Querschnitt vor den Turbinenkammern ist 104,55 qm, sodass die Wassergeschwindigkeit daselbst $v = \frac{Q}{F}$ noch rd. 0,35 m/sek. beträgt, eine Geschwindigkeit, welche zu gross erscheint. Dennoch findet eine starke Ablagerung in dem Becken statt (Taf. XIV, Fig. 3). Aber die Neigung der Sohle ist zu klein und die Grundablässe liegen nicht an der richtigen Stelle, sodass die Spülwirkung unzureichend ist (S. 382). Infolgedessen muss von Zeit zu Zeit der Sand aus dem Becken während der Betriebspausen von Hand herausgenommen werden, wodurch die Betriebskosten in unliebsamer Weise erhöht werden.

Bei mehreren Wasserkraftanlagen hat man sich damit begnügt, an einer oder mehreren Stellen die Sohle des Werkkanals zu vertiefen und sogenannte Kiessäcke zu bilden. So wurden z. B. bei der Anlage Morbegno zwei solche Kiessäcke angelegt. Der Kanal führt 25 cbm/sek. und hat bei 4,0 m Breite und 2,5 m Wassertiefe einen trapezförmigen Querschnitt von ungefähr 10 qm, sodass die Wassergeschwindigkeit 2,5 m/sek. beträgt. Der erste Kiessack liegt 900,0 m unterhalb des Einlaufbeckens längs eines Überlaufs. Seine Sohle ist auf 100,0 m Länge um 2°/o gegen das normale Sohlengefälle geneigt, sodass am unteren Ende des Kiessackes ein Absatz von 2,0 m entstand. An dieser Stelle wird demnach der Querschnitt auf rd. 18 qm vergrössert und die Geschwindigkeit würde noch rd. 1,33 m/sek. betragen. Bei dieser Geschwindigkeit findet aber eine genügende Ablagerung von feinem Sand und Schlick nicht statt. Gröberes Geschiebe, welches in den Kanal hineingelangt sein sollte, wird sich dagegen allerdings in dem Kiessack fangen. Die Neigung der Sohle um 2°/o ist unzureichend, weil sie die Spülwirkung der Grundablässe nur unwesentlich erhöht. Einschliesslich des normalen Kanalprofils über dem Kiessack würde das Ablagerungsbecken, wenn dieser Name für die getroffene Einrichtung überhaupt gebraucht werden darf, einen Rauminhalt von 1400 cbm oder nur das 56fache der sekl. Wassermenge des Werkkanals haben.

Bei der Anlage St. Maurice-Lausanne (S. 455) sind 2 Ablagerungsbecken angelegt, das eine am Ende des offenen Vorkanals und das zweite vor den Druckkammern. Jedes dieser Becken hat einen Rauminhalt von rd. 14000 cbm. Die normale Wasserführung des Werkkanals soll nach vollendetem Ausbau 40 cbm/sek. betragen. Sie kann allerdings in dem offenen Vorkanal, da derselbe dem Hochwasser zugänglich ist, auf mehr als das Doppelte steigen. Wenn man aber nur 40 cbm/sek. zur Grundlage nimmt, so würde der Rauminhalt der beiden Becken mit zusammen rd. 28000 cbm Inhalt das 700fache der sekl. Wassermenge des Werkkanals betragen. Dennoch hatten sich die beiden Becken bereits 1904 als unzureichend herausgestellt, trotzdem damals noch bei weitem nicht die volle Betriebswassermenge durch den Kanal floss. Die Ursache hiervon lag in diesem Falle nicht an der Grösse der Becken, sondern an der ungenügenden Sohlenneigung und den sonstigen nicht zweckentsprechenden Anordnungen. Es fand in beiden Becken eine sehr starke Ablagerung statt, aber der abgelagerte Sand konnte durch die Spülwirkung der Grundablässe nicht entfernt werden. Es hatten deshalb bei gefülltem Ablagerungsraum die über die Ablagerungsschicht hinwegstreichenden Wasser-

mengen reichliche Gelegenheit, Sand aufzunehmen. Die Reinigung der Becken musste auch hier von Zeit zu Zeit von Hand geschehen.

Wenn man wie bei dem Prahowawehr der Wasserkraftanlage Sinaia in Rumänien[29]) (Taf. LI, Fig. 5 und 6 und LIII, Fig. 7) einen etwa nur 3,30 m breiten sogenannten Kiesfang hinter den Einlaufschützen anlegt, so wird dieser kleine Sack zwar alles gröbere Geschiebe, welches am Boden rollt, auffangen, solange bis der kleine Raum des Kiessackes gefüllt ist, und wenn die Schützen des zweiten Regulierungswerkes geschlossen sind, kann durch Ziehen der Schützen der Kiesschleuse ein sehr starker Spülstrom erzielt werden, der den Kiesfang selbstwirkend reinigen wird. Aber für die Ausscheidung von Sinkstoffen ist ein derartiger Kiesfang so gut wie unwirksam.

Bei der Anlage Rheinfelden hat man quer über den Werkkanal eine Kiesrinne von 2,50 m Breite und 1,0 bis 1,25 m Tiefe angelegt, welche sich gleichfalls wegen ihrer winzigen Abmessungen als unwirksam herausgestellt hat.

Es soll deshalb an dieser Stelle versucht werden, Leitsätze für die Ausbildung wirksamer Ablagerungsbecken aufzustellen. Nach den Angaben (S. 132) bezeichnet Du Buat eine Geschwindigkeit von 0,081 m/sek. als diejenige, bei welcher brauner Töpferlehm, eine Geschwindigkeit von 0,162 m/sek. als diejenige, bei welcher feiner aus solchem Lehm ausgeschiedener Sand und eine Geschwindigkeit von 0,216 als diejenige, bei welcher grober Sand noch bewegt wird. Die Abscheidung aller lehmigen im Wasser in feinste Teilchen aufgelösten Stoffe ist nur in Ablagerungsbecken erzielbar, in welchen das Wasser völlig zur Ruhe kommt und stundenlang bleiben kann. Diese Stoffe sind zwar auch unerwünscht, aber den Turbinen etc. nicht in dem Masse schädlich wie Sand. Letzterer muss möglichst vollkommen aus dem Betriebswasser ausgeschieden werden. Diese Ausscheidung lässt sich nur erreichen, wenn man die Geschwindigkeit im Ablagerungsbecken etwa auf das Mass von 0,16 m verringert. Nimmt man 0,166 m/sek. als Grundlage, so legt das Wasser im Ablagerungsbecken in 6 Sekunden 1,0 m und in einer Minute 10,0 m zurück. Der mittlere Querschnitt des Ablagerungsbeckens müsste daher 6 . Q qm gross sein, wenn Q in cbm die sekundliche Wassermenge ist, für welche der Werkkanal gebaut werden soll.

Wenn man mit Sinkstoffen ganz oder zum Teil gesättigtes Wasser in ein Profil mit erheblich erweitertem Querschnitt überführt, so geht die Ausscheidung der Sinkstoffe nicht plötzlich vor sich, sondern die schwereren Stoffe sinken zunächst in die unteren Schichten, bewegen sich aber noch vorwärts. Erst nach einiger Zeit kommen die schwereren Sinkstoffe zur Ausscheidung und Ablagerung. Während die Trübung des Wassers durch die feineren lehmigen und tonigen Teile oft erst nach stundenlangem Stehen des Wassers zum grössten Teil verschwindet, wird die Ausscheidung des schwereren Sandes bei einer Geschwindigkeit von 0,166 m/sek. nach 5 bis 6 Minuten, d. h. auf einem Wege von etwa 50,0 bis 60,0 m erfolgt sein und jedenfalls wird sich in dieser Zeit der Sand aus dem oberen Teile des Querschnitts bis etwa zur halben Tiefe ziemlich vollkommen ausgeschieden haben. Nimmt man 6 Minuten als Grundlage, so würde sich eine Länge des Ablagerungsbeckens von 60,0 m ergeben und damit ein Inhalt von $6 . 60 . Q = 360 . Q$ cbm.

Wenn die beabsichtigte Geschwindigkeit von 0,166 erhalten bleiben soll, auch wenn der Ablagerungsraum mit Sand gefüllt ist, so muss zu dem oben berechneten Inhalt des Ablagerungsbeckens noch der Ablagerungsraum hinzukommen. Man wird

[29]) Erbaut von der E.-A.-G. vorm. W. Lahmeyer & Co., Frankfurt a. M.

in der Regel den Werkkanal nicht grösser machen als er für die grösste Betriebswassermenge, welche man in den Turbinen verwenden will, nötig ist. Infolgedessen wird auch bei hohen Wasserständen der Kanal der Regel nach nur die für den Betrieb notwendige Wassermenge und einen kleinen Überschuss, welcher über die Überläufe stürzt, führen. Man kann also eine stärkere Spülung des Ablagerungsbeckens nur in den schwach belasteten Stunden oder während der Betriebspausen vornehmen. Der Regel nach hat man während 12 Stunden einen starken und während weiterer 12 Stunden einen schwächer belasteten Betrieb. Infolgedessen wird im Durchschnitt die Regel gelten, dass der Ablagerungsraum in dem Becken, als welcher derjenige Raum bezeichnet werden soll, welcher unter der im normalen Gefälle fortgesetzt gedachten Kanalsohle liegt, mindestens für 12 Stunden gross genug sein muss. Rechnet man mit einer Beimengung an Sinkstoffen zum Wasser von 1‰ des Rauminhaltes, so würde jeder cbm/sek. 1 Liter führen, und es würden in 12 Stunden im Ablagerungsraum $Q \,.\, 0{,}001 \,.\, 43200 = 43{,}2 \,.\, Q$ zur Ablagerung kommen müssen. Hiernach ergäbe sich als wünschenswerter Rauminhalt eines Ablagerungsbeckens $[360 + 43{,}2] \,.\, Q$, oder abgerundet $= 400 \,.\, Q$ cbm. Es sei deshalb als Leitsatz 1 aufgestellt:

> 1. Ein wirksames Ablagerungsbecken sollte ungefähr einen Rauminhalt von dem 400fachen derjenigen sekl. Wassermenge haben, für welche der Werkkanal gebaut werden soll, und der Querschnitt sollte möglichst $\geqq 6 \,.\, Q$ qm sein.

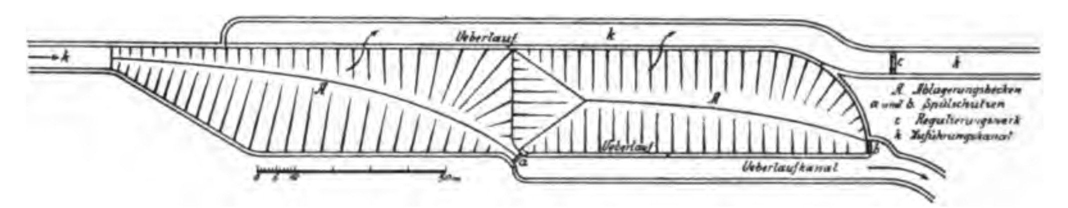
In einem guten Ablagerungsbecken muss der abgelagerte Sand mit einem möglichst kleinen Aufwand von Spülwasser aus dem Becken entfernt werden können. Das Wasserspiegelgefälle wird sich in dem Ablagerungsbecken infolge des vergrösserten Querschnitts verringern und damit auch die Schleppkraft des Wassers. Da es aber wünschenswert ist, dass die abgelagerten Sinkstoffe schon während des 12stündigen Tagesbetriebes möglichst dicht an die Spülschützen herangeführt werden, wird man die Wassertiefe nach dem Spülschütz zu vergrössern müssen, um den infolge des geringen Wasserspiegelgefälles verursachten Verlust an Schleppkraft tunlichst wieder auszugleichen. Man wird also der Sohle des Ablagerungsbeckens eine möglichst starke Neigung nach den Spülschützen hin geben und sie möglichst glatt machen. Könnte man die Neigung so stark machen, dass sie dem natürlichen Böschungswinkel der Sinkstoffe unter Wasser entspräche, also etwa einer Neigung von 1 : 3 bis 1 : 4, so würde bei geöffneten Schützen mit ganz wenig Spülwasser eine vollkommene Reinigung des Beckens erzielt werden können. Derartig starke Neigungen der Sohle wird man allenfalls im Querschnitt, aber in dem Längsschnitt in der Regel nicht erzielen können, da die Kosten zu gross würden, und auch sehr oft die Höhendifferenz zwischen Beckensohle und dem Flusse hierfür nicht ausreicht. Je mehr man sich aber diesen wünschenswerten Grenzwerten mit der Sohlenneigung nähern kann, um so weniger Spülwasser wird man gebrauchen. Bei einer Beckenlänge von 60,0 m würde eine Längsneigung von 1 : 20 eine Vertiefung der Sohle am unteren Ende um 3,0 m nötig machen. Es wird daher oft zweckmässig sein, das Becken in zwei Teile zu zerlegen und jeden dieser Teile mit besonderer Neigung und besonderen Spülschützen zu versehen. In Abb. 250 ist ein Schema eines Ablagerungsbeckens dargestellt. Man wird zweckmässig das durchschnittliche Gefälle 1 : 20 so verteilen, dass man der Sohle im Anfang ein schwächeres Gefälle etwa 1 : 30 gibt und es allmählich in 1 : 10 überführt. Bei einer Neigung der Sohle von 1 : 10 bei Berechnung des Sohlenwiderstandes (nach Formel 46, S. 788) fällt dieselbe schon nennenswert ins Gewicht und zwar um so mehr, je glätter die Sohlenfläche gemacht, je kleiner also der Reibungswinkel α wird. Um die Spülwirkung der Spülschützen zu erhöhen, ist es zweckmässig, dieselben im Zuge der

tiefsten Rinne im Ablagerungsbecken anzulegen und zwar am untersten Ende und an der tiefsten Stelle dieser Rinne. Damit sich bei gefülltem Ablagerungsraum und geschlossenen Schützen möglichst leicht ein Spültrichter in der Ablagerung bildet, wird man zweckmässigerweise die Öffnung, welche die Spülschütze verschliesst, nach aussen konisch erweitern.

Als zweiter Leitsatz kann demnach gelten:

2. **Der Sohle des Ablagerungsbeckens ist eine möglichst starke Neigung nach dem unteren Ende zu geben, wobei für die Längsneigung durchschnittlich 1 : 20 und für die Querneigungen 1 : 4 bis 1 : 7 anzustreben sind. Die Spülschützen müssen möglichst im Zuge der tiefsten Rinne im Becken liegen und am unteren Ende derselben. Alle Flächen der Sohle sind möglichst glatt zu machen. Bei Ausbildung der Spülschützen ist zu beachten, dass sie unter Umständen ganz mit Sinkstoffen bedeckt sein können. Es ist deshalb zweckmässig, der Spülöffnung eine nach aussen konisch erweiterte Form zu geben.**

Abb. 250.



Wie oben bereits erwähnt, scheiden sich in dem Becken die Sinkstoffe zunächst aus den oberen Schichten aus. Es ist deshalb wünschenswert, das Triebwasser so aus dem Ablagerungsbecken zu führen, dass die Wasserfäden gezwungen sind aufzusteigen und dass nur das Wasser aus der oberen Hälfte des Wasserquerschnitts entnommen wird. Hieraus folgt, dass man die Führung des Wassers aus dem Becken in den Werkkanal in Form eines Überlaufes anzulegen hat. Um hierbei grössere Gefällverluste zu vermeiden und das Wasser ruhig überfliessen zu lassen, wird man die Geschwindigkeit nicht über 1,0 m steigern, womit ein Gefällverlust von etwa 6 cm $\left(h = \frac{v^2}{2g}\right)$ verbunden sein würde. Je kleiner man die Geschwindigkeit des übertretenden Wassers machen kann, um so ruhiger erfolgt der Ausfluss und um so weniger Sinkstoffe werden mit in den Werkkanal geführt werden. Die Tiefe des überfallenden Wasserstrahls wird man nicht grösser als $t/_2$ wählen, wenn t die Wassertiefe im Werkkanal beim Eintritt in das Becken bedeutet. Hiernach würde dann die lichte Weite b des Überlaufrahmens nach der Formel (9a) für die unvollkommenen Überfälle (S. 623) zu berechnen sein. Die Geschwindigkeit in dem Kanal k jenseits des Überlaufs aus dem Becken (Abb. 250) kann gleich derjenigen auf der normalen Werkkanalstrecke oberhalb oder unterhalb des Ablagerungsbeckens gewählt werden. Ist diese Geschwindigkeit kleiner als 1,50 m/sek., sodass unter Umständen sich über dem Becken A und dem Kanal k längs des Beckens eine zusammenhängende Eisdecke bilden kann, so wird man diesen Umstand bei Bestimmung der Tiefe des überfallenden Strahles zu berücksichtigen haben, indem man bei der Berechnung der lichten Weite b des Überfallrahmens eine Höhe = der stärksten Eisdecke (etwa 0,25 m) in Abzug bringt.

Der dritte Leitsatz könnte daher lauten:

3. **Der Ausfluss des Wassers aus dem Ablagerungsbecken erfolgt am besten seitlich über einen Überlauf, bei dem die Höhe des überfallenden Wasserstrahls kleiner als die halbe Wassertiefe im Werkkanal bei der Einmündung in das Becken sein sollte.**

Zu 3 wäre noch zu bemerken, dass man zweckmässig in die Krone des Überlaufs vertikale I-Eisen einlegt, um die Höhe des überfallenden Wasserstrahls je nach der Verunreinigung des Wassers und je nach dem Wasserbedarf in dem Krafthause durch einfaches Vorsetzen von Bohlen verändern zu können. Da die Reinigung des Wassers nach dem unteren Ende des Ablagerungsbeckens zunimmt, so wird man auch den Überlauf zum Werkkanal an das untere Ende legen, und man wird, wenn die Gesamtlänge des Beckens zur Erreichung der erforderlichen starken Sohlenneigung in zwei Teile geteilt ist, den Überlauf nur am unteren Teile des Beckens anlegen, beziehungsweise die erforderliche Überfallweite b vom unteren Ende des Beckens an abmessen. Unterhalb des Beckens wird es zweckmässig, wenn auch nicht durchaus nötig sein, ein Regulierungswerk anzulegen, um durch dasselbe auch die aus dem Becken austretende sekl. Wassermenge Q und damit die Geschwindigkeit im Becken selbst regeln zu können.

Da man das Wasser der Spülschützen in einem Ablaufkanal dem Flusse zuführen muss, so wird man zweckmässigerweise auch den für die selbstwirkende Regulierung der Wasserführung im Werkkanal erforderlichen Überlauf am Becken selbst anlegen.

Zur Ersparnis von Betriebskosten ist es erwünscht, die Bedienung der Spülschützen im Ablagerungsbecken dem Wärterpersonal am Wehre mit übertragen zu können. Ist die Anlegung des Ablagerungsbeckens nicht in einer Entfernung bis höchstens 1000,0 m vom Wehre möglich, so dürfte es im allgemeinen am besten sein, dasselbe an die Druck- oder Turbinenkammern zu verlegen, damit es von dem für die Bedienung der Druckkammer- oder Turbinenkammerschützen erforderlichen Personal mit bedient werden kann. Die Lage des Ablagerungsbeckens vor der Druckkammer oder vor der Turbinenkammer hat noch den weiteren Vorteil, dass der Stauinhalt des Beckens für den Betrieb am vorteilhaftesten ausgenützt werden kann, wie im Kap. III, § 1, C. Stauweiher S. 747 näher begründet worden ist.

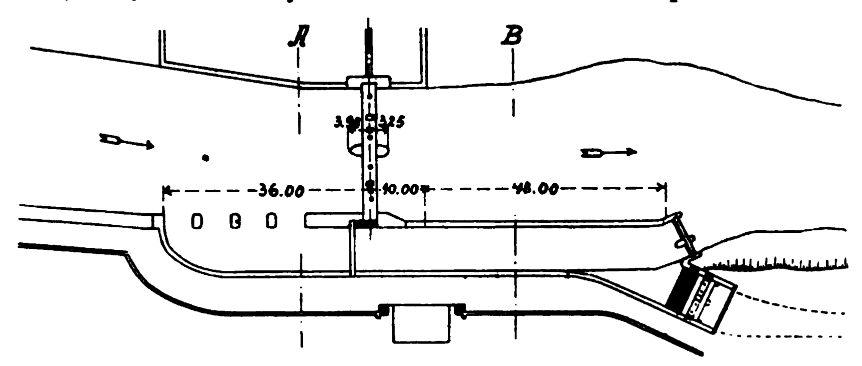
Da es zur Verhütung von Versandungen wünschenswert ist, die Sohle der Spülschützen des Ablagerungsbeckens etwas über die Flussohle zu legen, so wird sich mit Rücksicht auf die erstrebenswerte Längsneigung der Beckensohle ein wirksames Ablagerungsbecken unmittelbar am Wehre oder in der Nähe desselben in der Regel nur erzielen lassen, wenn die Tiefe des gestauten Wassers am Wehre mindestens 3,0 m beträgt, es sei denn, dass die Flussohle abwärts des Wehres sehr stark abfällt. Es kann dieser Gesichtspunkt mit massgebend sein für die Bestimmung der Stauhöhe am Wehr, wenn man in dieser Beziehung freie Hand hat. Auch ist zu beachten, dass die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers um so kleiner wird, je höher der Stau am Wehre ist, und also auch die Stauweite um so länger ausfällt und infolgedessen um so wirksamer bereits im Flusse selbst eine Ausscheidung von Sinkstoffen aus dem Wasser erfolgt.

Dass diese Leitsätze unschwer ausführbar sind, lässt sich durch ihre Anwendung auf einige praktische Beispiele erkennen.

Beispielsweise hätte bei der Anlage St. Maurice-Lausanne nach Leitsatz 1 das Becken 40 . 400 = 16000 cbm Rauminhalt haben müssen. Das tatsächlich vor den Druckkammern angelegte Becken hat, wie erwähnt, einen Rauminhalt von ungefähr 14000 cbm. Es wäre also nur eine verhältnismässig geringe Vergrösserung des Stauinhaltes selbst nötig gewesen. Da der Wasserspiegel an der Druckkammer bereits 34,69 bis 36,10 je nach den Wasserständen (S. 456) über der Rhone liegt,

so hätte es keine Schwierigkeiten gehabt, der Sohle das Gefälle nach Leitsatz 2 zu geben. Die Länge des ausgeführten Beckens beträgt 200,8 m und die Breite vergrössert sich allmählich von 4,0 auf 35,0 m. Man hätte demnach die Länge erheblich verkürzen können bei entsprechender Vergrösserung der Verbreiterung, welche nicht allmählich, sondern mit scharfem Ausweichen einer oder beider Seitenwände hinter der Einmündungsstelle des Werkkanals leicht durchzuführen gewesen wäre. Am Wehre selbst wäre ein wirksames Ablagerungsbecken nach den Ansprüchen der obigen Leitsätze deshalb nicht mög-

Abb. 251. Grundriss des Wehres und des Ablagerungsbeckens der Wasserkraftanlage La Pomblière (Savoie) der Société Lyonnaise de l'Industrie Électro-Chimique La Volta.



lich gewesen, weil bei hohen Wasserständen das bewegliche Wehr ganz aus dem Flusse beseitigt wird. Die Stauhöhe ist dann zu gering, um den nötigen Spülstrom zu erzielen, auch fällt die Flussohle nicht stark genug ab, um der Beckensohle das erforderliche Gefälle geben zu können.

Bei der Anlage Pont St. Martin hätte sich gleichfalls ohne sehr erhebliche Mehrkosten ein den Anforderungen der Leitsätze entsprechendes Ablagerungsbecken am Krafthause herstellen lassen

Abb. 252. Ansicht des Wehres vom Unterwasser aus und des Ablagerungsbeckens der Anlage Pomblière.

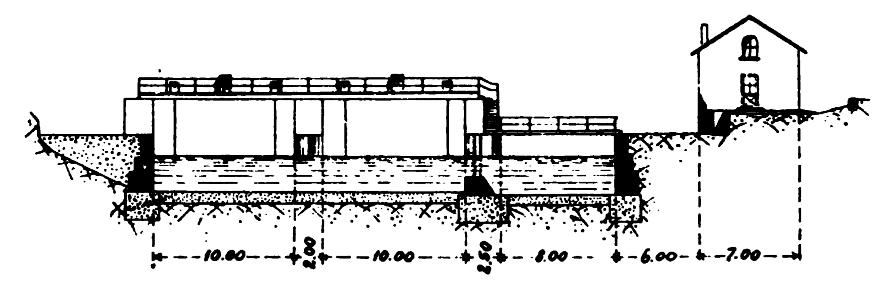


(Taf. XIV, Fig. 3). Um die nötige Querneigung der Beckensohle zu erzielen, hätte man zum Beispiel in der Achse einen Grat bilden und dann links und rechts von diesem Grat eine Rinne unter durchschnittlich 1:20 Neigung anlegen können. Es wäre dann allerdings nötig gewesen, auch am rechten Ufer Spülschützen einzubauen, deren Ablaufkanal unter das Krafthaus hindurch in den Turbinenkanal hätte geführt werden können.

Eine für die hier vorliegende Besprechung interessante Anlage ist diejenige des Kraftwerkes La Pomblière (Savoyen) in der Nähe von Moutiers, welche der Société Lyonnaise de l'Industrie

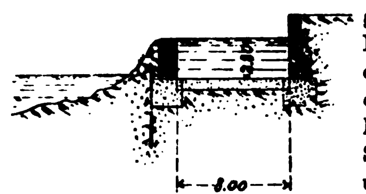
Électro-Chimique La Volta gehört. Abb. 251 zeigt den Grundriss des Wehres mit dem Ablagerungsbecken, Abb. 252 bis 254 Ansicht und Schnitte. Da die Wassermengen der Isère in einigen Stunden von 20 auf 200 cbm/sek. an der Wehrstelle ansteigen können, musste ein Schützenwehr gewählt werden. Für den Werkkanal sollen höchstens 20 cbm/sek. entnommen werden. Durch das Wehr, welches durch 2 je 10 m breite, nach dem System Stoney konstruierte Schützen geschlossen werden kann, wird nur ein Stau von 2,50 m erzeugt. Die Sohle der Isère fällt aber hinter dem Wehr stark ab, sodass in dem neben dem Wehr angelegten Ablagerungsbecken der Sohle ein starkes Längsgefälle hätte gegeben werden können. Der Einlauf des Ablagerungsbeckens und die Spülschützen liegen an sich vortrefflich, aber der benetzte Querschnitt des Beckens misst durchschnittlich nur etwa 20 qm, sodass die Wassergeschwindigkeit in demselben bei 20 cbm/sek. Wasserführung noch immer 1,0 m beträgt. Die Länge des Ablage-

Abb. 253. Schnitt A der Abb. 251.



rungsbeckens ist 94,0 m. Vor den Spülschützen zweigt der Einlauf zum Werkkanal ab. Der gesamte Stauraum des Ablagerungsbeckens beträgt nur rd. 1760,0 cbm, während er nach dem Leitsatz 1 20 . 400 = 8000 cbm hätte betragen sollen. Um die Geschwindigkeit des Wassers im Ablagerungsbecken wenigstens an den tiefsten Stellen auf rd. 0,166 m sek. zu beschränken, hätte der Querschnitt daselbst 6 Q = 120 qm sein müssen. Wenn die Sohle des Beckens hinter der Einlaufschwelle 2,0 m unter den normalen Stau gelegt wäre und die erste Spülschütze 46,0 m vom oberen Ende und man hätte der Sohle in der Achse des Beckens ein durchschnittliches Gefälle von 1 : 20 gegeben, so wäre die Wassertiefe am ersten Spülschütz 4,30 m geworden; die Tiefe der Flusssohle hinter dem Wehre hätte aber noch eine Tiefe von 4,50 m gestattet und wenn man der Sohle von beiden Seiten nach der Mitte eine Querneigung von etwa 1 : 7 gegeben hätte, so wäre bei einer Breite des Beckens von ungefähr 37,0 m (anstatt 8,0 m, Abb. 254) ein Querschnitt von rd. 120 qm an dieser tiefsten Stelle entstanden. Nach dem Muster der schematischen Figur, Abb. 250, hätte man die Sohle hinter dem ersten Spülschütz steil ansteigend machen können, um sie im zweiten Teile des Beckens wiederum mit einem Gefälle von 1 : 20 abfallen zu lassen. Der zweite Teil des Beckens, in ähnlicher Weise angelegt, hätte auch etwa einen Stauraum bei normalem Stau am Wehr von etwa 4000 cbm erhalten müssen. Anstatt die flusseitige Begrenzungsmauer des Beckens mit der Krone auf den normalen Wasserspiegel vor dem Wehr zu legen, hätte man dieselbe besser hochwasserfrei angelegt, um den Eintritt des Hochwassers in das Ablagerungsbecken auf den Einlauf zu beschränken. Die zweiten Spülschützen wären dann an der abwärts gelegenen Begrenzungsmauer des erweiterten Beckens anzulegen gewesen und auf derselben Mauer hätte man einen Überlauf mit der Krone auf der Kote des höchsten Hochwassers im Unterwasser des Flusses anzuordnen gehabt. Die Breite dieses Überlaufs wäre so zu berechnen gewesen, dass 20 cbm/sek. bei einem Wasserspiegel im Becken auf der Höhe des höchsten Hochwassers hätten überfallen können. Bei solcher Anordnung hätten in das Becken bei H.W. nur 20 cbm sek. + der durch den Werkkanal entnommenen Wassermenge + der durch die Spülschützen abfliessenden Wassermenge eintreten können. Um das Wasser aus dem Ablagerungsbecken in den Werkkanal zu führen, hätte auf der rechtsseitigen Begrenzungsmauer des ersteren ein Überlauf angelegt werden müssen, welcher beim normalen Stau noch 20 cbm/sek. in den Werkkanal hätte führen können. Unterhalb des längs der rechten Begrenzungswand des Ablagerungsbeckens anzulegenden Kanals hätte dann der Einlauf zum Werkkanal und die Regulierungsschützen ihren Platz gefunden. Ein Überlauf für die niedrigen Wasserstände wäre entbehrlich gewesen, da der Wasserspiegel im Becken sowohl durch die Spülschützen als auch durch die Wehrschützen selbst in ausreichender Weise regulierbar gewesen wäre. Die Mehrkosten für ein derartig erweitertes Becken wären kaum grösser als 50000 Mk. gewesen und hätten bei 6,2% für Verzinsung, Tilgung, Unterhaltung und Betrieb etwa eine jährliche Belastung

Abb. 254. Schnitt B der Abb. 251.



von 3100 Mk. ausgemacht. In dem Krafthause sind 11000 PS_e installiert, sodass auf die PS_e und Jahr nur eine Mehrbelastung von rd. 0,30 Mk. entfallen wäre. Diese Mehrbelastung würde durch die Ersparnisse an Unterhaltungskosten der Turbinen und durch die Vergrösserung des durchschnittlichen Nutzeffektes der Turbinen wahrscheinlich mehr als gedeckt worden sein.

Wenn man zum Schluss noch die Anlage Wangen in bezug auf die Ablagerung betrachtet, so ist zunächst wegen des Ablagerungsbeckens hinter dem Einlauf (Taf. XXII, Fig. 2 u. 3) daran zu erinnern, dass dasselbe auch für die Abführung des Hochwassers mit verwendet werden soll, und in dieser Hinsicht konnte es nicht besser angelegt werden. Man hätte aber vielleicht doch noch, um in den Werkkanal nur das Wasser aus den oberen Schichten zu führen, am linken Ufer des Einlaufbeckens unter entsprechender Verschiebung seiner Begrenzung nach Nordwesten und dann vor dem zweiten Regulierungswerk schräg herüber zum linken Ufer der Spülrinne eine Überlaufmauer in Beton errichten können, deren Krone bei einer Länge von ungefähr 70 m etwa auf +420,0, also um 1,20 m höher als die Schwelle des Einlaufs (Abb. 75, S. 424), hätte liegen können, um bei normalem Stau noch 100 cbm/sek. mit 1,0 m sek. Geschwindigkeit dem zweiten Regulierungswerk zuzuführen. Durch eine solche Überlaufmauer wäre ein grosser Teil der Sinkstoffe schon zurückgehalten worden. Das Becken vor den Turbinenkammern (Taf. XXIII, Fig. 1 u. 3) ist von dem Beginn der Erweiterung des normalen Kanalprofils an gerechnet etwa 200,0 m lang und hat einen Rauminhalt von ca. 30400 cbm. Nach dem Leitsatz 1 wäre ein Ablagerungsbecken von etwa 100 . 400 = 40000 cbm erforderlich gewesen. Es würde zu weit führen ein Projekt für ein derartiges Becken hier an dieser Stelle näher zu erläutern. Es sei deshalb nur angedeutet, dass man zum Beispiel die rechte Kanalmauer etwa 70,0 bis 100,0 m vor den Turbinenkammern hätte rechts ausbiegen lassen können, so weit es die Örtlichkeit gestattete und dass man der Sohle auf dieser Strecke nach den am rechten Ufer vor den Turbinenkammern anzulegenden Spülschützen eine scharfe Neigung hätte geben können. Auf diese Weise wäre der Absatz vor dem Rechen grösser geworden, und man hätte daselbst auch der Sohle eine stärkere Querneigung nach dem Grundablass hin geben können, um die Spülwirkung zu verstärken.

Im § 6 dieses Kapitels „Krafthäuser, A. Baulicher Teil“ wird noch eine Umgestaltung des Ablagerungsbeckens vor den Turbinenkammern der Anlage Lechwerk-Gersthofen besprochen, worauf hier verwiesen sein mag.

f) Die Druckkammern, die Turbinenkammern und die Rechen. An das untere Ende des Werkkanals schliessen sich entweder die Druckkammern oder die Turbinenkammern an. In beiden Fällen ergibt sich meistens die Notwendigkeit, das Kanalprofil vor den Kammern zu erweitern, womit dann auch die Gelegenheit, wie im Abschnitt e bereits besprochen, geboten ist, ein Ablagerungsbecken anzulegen, welches bei genügender Grösse zugleich als Aufspeicherungsbecken (Stauweiher) für die zeitweise Vermehrung der Kraftleistung gute Dienste leisten kann.

Jedes aus einer Druckkammer ausmündende Druckrohr muss für sich abschliessbar sein. Der Verschluss befindet sich entweder unmittelbar an der Rohrmündung wie bei den Anlagen La Dernier-Vallorbe (Taf. XXX, Fig. 6 und 8), Kykkelsrud (Taf. XXXIV, Fig. 8), Avignonnet (Taf. XXXVII, Fig. 9), Fure et Morge (Taf. XLII, Fig. 11) oder beim Eintritt des Wassers in die Druckkammer. Im ersten Falle muss hinter dem Verschluss auf dem Druckrohre ein ins Freie führendes **Lüftungsrohr** gesetzt werden, damit einerseits mitgerissene Luft aus dem Rohre entweichen und andererseits Luft ins Rohr eintreten kann, wenn bei oben geschlossenem Rohre eine teilweise Entleerung desselben stattfindet. Im zweiten Falle müssen ebensoviel einzelne Kammern wie Druckrohre vorhanden sein.

Wie bereits im Abschnitt d „Überläufe“ gesagt, wird man in der Regel ganz in der Nähe der Druckkammern noch einen Überlauf mit Ablaufkanal in den Fluss anlegen, damit der Wasserstand daselbst selbstwirkend reguliert wird.

Stets zu empfehlen ist es, das Wasser aus dem Werkkanal oder dem Vorbecken in die Druckkammern über eine gegen die Kanal- oder Beckensohle erhöhte Schwelle oder über eine Überlaufmauer treten zu lassen, damit nur die obersten von Sinkstoffen am meisten gereinigten Wasserfäden in die Kammern eintreten können. Hierbei gelten dieselben Gesichtspunkte, welche schon im Abschnitt e „Ablagerungsbecken“ besprochen

sind. Es erscheint auch hierbei als die beste Anordnung, wenn man das Wasser aus dem Werkkanal oder dem Becken über eine Überlaufsmauer in Richtung lotrecht zur Achse des Beckens übertreten lässt, während die Spülschützen des Beckens dann am unteren Ende desselben so anzulegen sind, dass die Öffnung in Richtung der Kanal- oder Beckenachse liegt. Als gutes Muster kann in dieser Beziehung die Druckkammer der Anlage Avignonnet (Taf. XXXVII, Fig. 1 u. 9) dienen. Höhe und Länge solcher zu der Druckkammer führenden Schwellen oder Überlaufmauern ergeben sich aus der grössten sekl. Wassermenge, welche den Druckrohren noch zugeführt werden soll. Man wird auch hier die Geschwindigkeit der über die Schwelle oder die Überläufe tretenden Wasserfäden möglichst nicht über 1 m/sek. wählen, damit das Wasser ruhig und ohne Wirbelbildung in die Druckkammer eintritt.

Vor oder hinter den Schützen der Druckkammern wird stets eine Vorrichtung zu treffen sein, durch welche schwimmende feste Körper zurückgehalten werden. In der Regel besteht diese Vorrichtung in einem mit einer Neigung von 30—45° gegen die Wagerechte aufgestellten Feinrechen, welcher fast stets aus Flacheisenstäben mit lichten Weiten zwischen den Stäben von 1,5 bis 4 cm, je nach der Grösse der sekl. Wassermenge und der Art der Turbinen, gebildet wird. Ist zu befürchten, dass der Werkkanal Grundeis oder Stückeis führt, so muss der Rechen **vor den Schützen** liegen, damit das bis an den Rechen gelangte Eis entweder über den Überlauf oder mit Hilfe der Spülwirkung nach dem Grundablass und den Eisschützen geführt werden kann.

Bei den Druckkammern der Anlage Vizzola (Tafel II, Fig. 2) liegt der Rechen vor den Schützen und seine Schwelle 2,32 m über der Beckensohle, Eisbildung ist selten. Etwaiges Stückeis kann leicht über den Überlauf abgeführt werden. Grundeisbildung findet infolge des mit glattem Zementputz versehenen benetzten Umfanges des Werkkanals nicht oder doch zum mindesten nicht in störender Weise statt.

Bei der Anlage Bergamasca (Taf. IX, Fig. 6) und ebenso bei der Anlage Funghera (Taf. X, Fig. 9 und 10) liegt der Rechen gleichfalls vor den Schützen. Etwaiges Stückeis kann bei letztgenannter Anlage über den Überlauf, und Grundeis mit Hilfe der Spülschütze vom Rechen beseitigt werden und zwar sowohl während des Betriebes als auch in besonders wirksamer Weise in einer Betriebspause, wenn der Wasserdruck gegen den Rechen aufhört.

Bei der Anlage Novalesa an der Cenischia konnte der Rechen hinter den Schützen angeordnet werden (Taf. XII, Fig. 4 und 5), weil der Werkkanal zum grössten Teil überdeckt und infolgedessen Eisbildung ausgeschlossen ist. Der Vollständigkeit wegen sei noch verwiesen auf die Druckkammern der Anlage Morbegno (Taf. XVII, Fig. 4 und 5), Kanderwerk (Taf. XXVI, Fig. 4a und b), Niagara Falls Power Co. (Abb. 126, S. 546) und Livet (Taf. XLI, Fig. 7 u. 8).

Oberhalb des Rechens muss eine ausreichend breite Bedienungsbrücke angelegt werden, deren Breite sich nach der Höhe und der Neigung des Rechens richtet. Man muss imstande sein, die mit langen hölzernen Stielen versehenen eisernen auf den Rechenstäben gleitenden Rechenharken vom unteren Ende des Rechens bis zur Oberkante emporzuziehen, ohne dass der Harkenstiel anstösst.

Die Druckkammern selbst müssen von oben zugänglich sein, damit der Wärter sich leicht und schnell davon überzeugen kann, ob der Wasserspiegel glatt und ruhig ist und das Wasser ohne Wirbel und Rückstösse in die Druckrohre eintritt, und ferner, damit man jede Kammer nach Trockenlegung leicht und bequem revidieren kann. Zur ruhigen Einführung des Wassers in die Druckrohre ist es erforderlich, dass sich die Aus-

mündung trompetenartig nach der Drukkammer zu erweitert, derart, dass der Eintrittsquerschnitt um mindestens 20 % grösser wird als der Querschnitt des Druckrohres und dass die Eintrittsgeschwindigkeit nicht grösser wird als 1,5 m/sek. Der Ausflussbeiwert μ für gut abgerundete Ausmündungen kann zu 0,97 angenommen werden, sodass also hiernach der Ausmündungsquerschnitt F sein müsste $> \frac{Q}{1{,}5 \,.\, 0{,}97}$. Um Trichterbildungen zu verhüten und um es zu vermeiden, dass Luft in grösseren Mengen mit in die Druckrohre gerissen wird, legt man den Scheitel der Ausmündung bei Rohrdurchmessern bis zu 1,50 m am besten um das Mass des vollen Durchmessers des Druckrohres unter den normalen Wasserspiegel in der Druckkammer. Bei grösserem Rohrdurchmesser wird man das Mass von 1,50 m als Mindestmass betrachten können. In der Druckkammer der Anlage Champ (Fure et Morge) zum Beispiel liegt der Scheitel des ausmündenden 3,30 m im Lichten weiten Druckrohres so, dass über dem Scheitel der Ausmündungsöffnung noch eine Wasserhöhe von 2,10 m verbleibt (S. 538 u. Taf. XLII, Fig. 11).

Mündet das Druckrohr nicht seitlich, sondern lotrecht in der Sohle aus, wie z. B. bei der Anlage Livet (Taf. XLI, Fig. 7 und 8), so ist es zweckmässig, über der Ausflussöffnung eine geschlossene Decke anzulegen, welche möglichst weit über den Rand der letzteren hinausreicht, damit die Wasserfäden gezwungen werden, sich seitlich nach der Öffnung hin zu bewegen. Ohne eine solche Platte über der Ausflussöffnung treten leicht tiefe Trichterbildungen ein, welche viel Luft mit in die Druckleitung hineinreissen.

Ein eigenartiger Verschluss durch regulierbare Glockenventile ist bei der lotrechten Ausmündung der Druckleitung aus der Sohle der Druckkammern der Anlage Jonage-Cusset-Lyon verwendet (Taf. XL, Fig. 4)[80].

Die Schützen- oder Schieberanlagen zum Abschluss der Druckkammern oder der Druckrohre selbst müssen zur Erzielung vollkommen dichter Verschlüsse mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden. Auch die Möglichkeit eines schnellen Schliessens der Schützen ist für den Fall eines Rohrbruches von Wichtigkeit. Aus dem letztgenannten Grunde werden bei Anlagen mit hohem Druck oft Vorrichtungen getroffen, mittelst deren im Falle eines Bruches die Schliessung der Schützen von dem Krafthause aus bewerkstelligt werden kann. So können z. B. die Schützen der Anlage Funghera durch einen Elektromotor vom Krafthause aus geschlossen werden (S. 368). Bei der Anlage Jajce kann auf elektromagnetischem Wege eine Sperrklinke, welche die gezogenen Schützen in ihrer Lage hält, ausgeklinkt werden, sodass dieselben sich alsdann selbstwirkend senken und die Öffnung schliessen (Abb. 100, S. 494). — Bei der Anlage Kubelwerk ist 30,0 m abwärts der Ausmündung des Druckrohres aus der Staumauer eine Drosselklappe eingebaut, welche mit Hilfe eines Elektromotors von dem Krafthause aus geschlossen werden kann (S. 413). — Bei der Anlage Lac Tanay-Vouvry wird ein durch eine horizontale Achse geführtes Glockenventil durch einen mit beweglichem Gegengewicht versehenen Hebel offen gehalten. Wenn aber ein Rohrbruch eintritt, wird die Druckdifferenz zwischen Rohrmündung und Ventil so gross, dass sich das Ventil selbstwirkend schliesst (S. 471).

Neuerdings ist bei der im Frühjahr 1907 in Betrieb gesetzten Wasserkraftanlage am Poschiavino bei Brusio eine Einrichtung getroffen, wonach an den Druckrohrmündungen Stahldeckel mit einem Scharnier befestigt sind und durch eine auf einer Welle aufgewickelte Kette offen gehalten werden. Die Abwärtsbewegung jedes Deckels

---

[80]) Einzelheiten dieser Glockenventile sind auf Taf. LVII, Fig. 1—5 dargestellt und im Kap. III. 4. Schützen (S. 867) besprochen.

ist durch eine Sperrvorrichtung gehindert, welche im Falle eines Rohrbruchs auf elektromagnetischem Wege vom Krafthause aus gelöst werden kann. Nach Lösung der Sperrvorrichtung schliesst der Wasserdruck den Deckel selbstwirkend (S. 359).

Es ist zweckmässig, das Bewegungsgetriebe an den Druckkammern zu überdachen, besonders wenn elektrische Apparate mit dem Getriebe verbunden sind. Die Druckkammern selbst kann man offen lassen, wenn von oben her weder Steine noch Laub oder dergleichen in sie hineinfallen können. Häufig sind sie mit Bohlen oder mit eisernen Riffelplatten, wie z. B. beim Kanderwerk, überdeckt, oder man schliesst die Druckkammer oben bis auf einige Einsteigeöffnungen durch eine Betondecke, wie es z. B. bei der Anlage St. Maurice Lausanne (Taf. XXIX, Fig. 9) geschehen ist. Kleinere Druckkammern werden auch wohl vollkommen überdacht, wie bei den Anlagen Funghera und Novalesa an der Cenischia.

Abb. 255. Ansicht des Vorbeckens und der Druckkammer der Usine de la Pomblière bei Moutiers (Savoie).



Auf alle Fälle muss eine ausreichende Luftzuführung zu jeder Druckkammer gesichert sein, damit, wenn die Schützen geschlossen sind und das Druckrohr entleert wird, Luft eintreten kann.

Wenn das Druckwasser direkt für die Servomotoren der Turbinenregulierung gebraucht werden soll, so ist eine Filtration desselben erforderlich. Diese Filtration erfolgt entweder im Krafthause mittelst sogenannter Revolverfilter oder durch grössere Filteranlagen, welche mit den Druckkammern verbunden werden. Beispiele für die letztgenannten Anordnungen bieten die Anlagen Vizzola (S. 347) und Funghera (Taf. X, Fig. 8 u. S. 368).

Bei der schon erwähnten Usine de la Pomblière bei Moutiers[31]) ist eine Druckkammer mit Überlaufmauer angelegt, bei welcher die Stelle des Rechens eine wagerechte perforierte Blechplatte vertritt (Abb. 255 u. 256a—e). Das Wasser muss in dünnen Strahlen von 0,40 m und weniger über eine 60,0 m lange Überlaufmauer aus dem Werkkanal in ein Vorbecken treten. Letzteres ist mit einem perforierten Blech überdeckt, dessen Oberfläche etwa 180 qm beträgt. Nimmt man $^1/_3$ der Fläche dieser Blechtafel als perforiert an, so ergäbe sich ein lichter Durchflussquerschnitt von 60 qm, und das Wasser würde bei der grössten Wasserentnahme von 20 cbm/sek. mit einer mittleren Geschwindigkeit von etwa 0,35 m/sek. durch das perforierte Blech in das Vorbecken eintreten, wenn man den Durchflussbeiwert μ zu 0,96[32]) setzt. Ist die zufliessende Wassermenge grösser als der Konsum im Krafthause, so fliesst ein Teil des Wassers über das perforierte Blech hinweg und ergiesst sich in den Überlaufkanal. Hat sich

[31]) Georges Contagne: „Usine de la Pomblière". Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche Grenoble 1902. Vol. II. S. 261.

[32]) Deutsches Bauhandbuch 1879. Band 1. S. 312.

viel Laub auf den Öffnungen des perforierten Bleches festgesetzt, so genügt es, in einer Betriebspause auf ganz kurze Zeit die Schützen an der Druckkammer zu schliessen und damit den Druck auf das perforierte Blech zu beseitigen. Augenblicklich erheben sich

Abb. 256. Grundriss des Vorbeckens und der Druckkammer der Usine de la Pomblière bei Moutiers (Savoie).

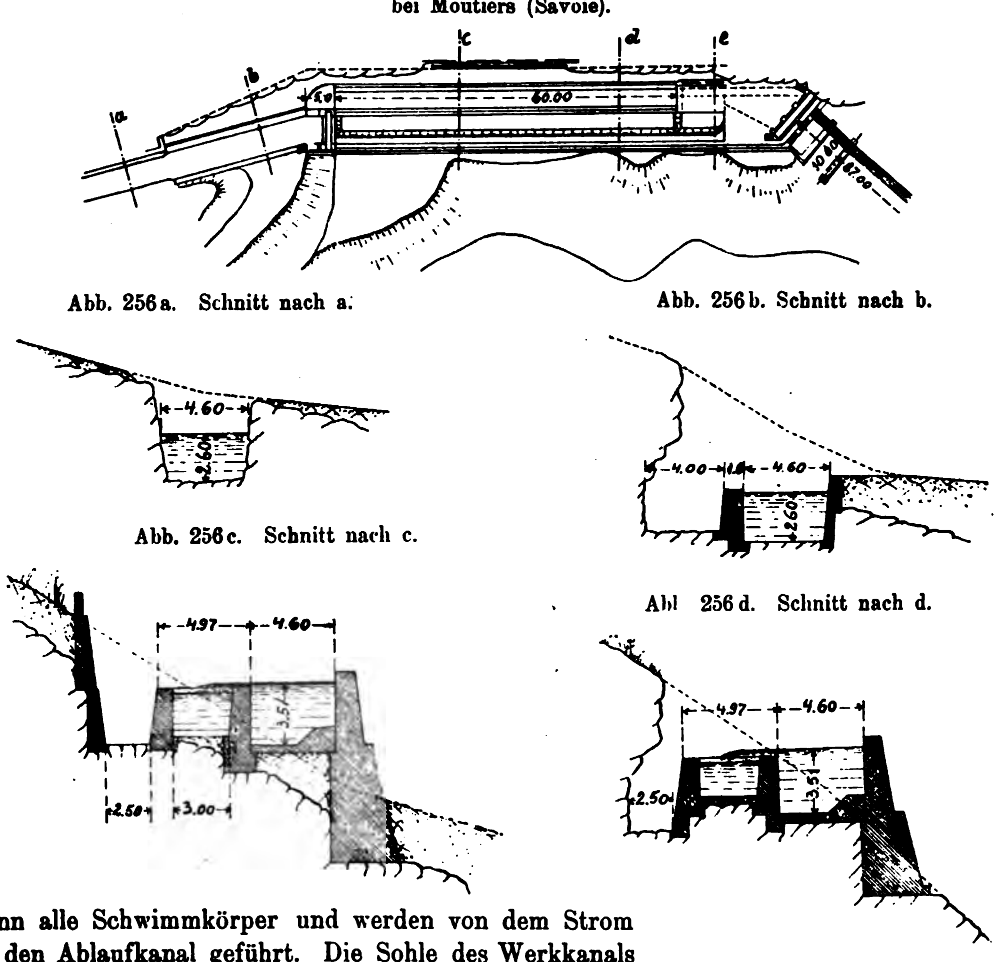


Abb. 256a. Schnitt nach a.

Abb. 256b. Schnitt nach b.

Abb. 256c. Schnitt nach c.

Abb. 256d. Schnitt nach d.

dann alle Schwimmkörper und werden von dem Strom in den Ablaufkanal geführt. Die Sohle des Werkkanals selbst ist längs der Überlaufmauer gegen den normalen Querschnitt um 0,91 m vertieft und am Ende vor den Grundablasschützen (Abb. 256e) noch einmal in scharfem Absatz um 1,10 m tiefer gelegt. Nach Ansicht des Verfassers wäre es für die Spülwirkung vorteilhafter gewesen, der Sohle des Werkkanals längs der Überfallmauer ein kontinuierliches, vom Anfang bis zum Ende allmählich auf 1 : 10 anwachsendes Sohlengefälle nach den Spülschützen hin zu geben. Das Projekt zu dieser interessanten Anlage rührt von dem Ingenieur Ch. von Haller in Genf her.

Abb. 256e. Schnitt nach e.

Werden bei einer Anlage Schachtturbinen mit liegender Welle verwendet, so befinden sich die **Turbinenkammern** meistens vor dem Krafthause und gehören zum Teil zum Werkkanal und zum Teil zum Kraft-

hause, wie z. B. die Turbinenkammern der Anlage Turbigo (Taf. VII, Fig. 1), Pont St. Martin (Taf. XV, Fig. 1, 2, 3), Wangen (Taf. XXIII, Fig. 1 u. 2) und Lechwerk-Gersthofen (Taf. XLV, Fig. 3, 4 u. 5 u. Abb. 138, S. 562). Die Anlage Sault St. Marie bietet einen insofern interessanten Fall, als trotz der Verwendung liegender Schachtturbinen die Turbinenkammern mit unter das Dach des Krafthauses verlegt wurden. Man hat hier in kühner Weise die Trennungswände zwischen der Dynamohalle und den Turbinenkammern ganz in Stahl ausgeführt (Abb. 130, S. 553), während bei den vier obengenannten anderen Beispielen in jeder Turbinenkammer nur eine ringförmige Öffnung in Eisen oder Stahl geschlossen ist, in welcher die Turbinenwelle und die Regulierungswellen die Trennungswand zwischen Dynamohalle und Turbinenkammern durchdringen.

Bei den Anlagen Turbigo und Pont St. Martin tritt weder Stückeis noch Grundeis in störender Weise auf, und es konnte deshalb der Rechen hinter den Turbinenkammerschützen liegen; dagegen ist bei den drei anderen Anlagen der Rechen vor den Schützen aufgestellt.

Bei Anlagen mit stehenden Schachtturbinen liegen die Turbinenkammern naturgemäss stets unter dem Maschinenflur des Krafthauses und gehören demnach — in manchen Fällen allerdings mit Ausnahme ihrer Vorkammern und der Rechenanlage — mit zum Krafthause, sodass die Besprechung ihrer baulichen Einrichtung eigentlich in den § 6, Krafthäuser, A. Baulicher Teil, gehörte. Da aber in diesem Abschnitt die Rechenanlagen noch einer eingehenderen Besprechung unterzogen werden sollen und die Einrichtung derselben wiederum von der Gestaltung der Turbinenkammern abhängig ist, so sollen schon hier einige wesentliche, bei der Anlage von Turbinenkammern stehender Turbinen zu beachtender Gesichtspunkte mit besprochen werden.

Beispiele für Turbinenkammern stehender Schachtturbinen bieten die Anlagen Beznau (Taf. XXIV, Fig. 2), Chèvres (Taf. XXVIII, Fig. 1), Hagneck (Taf. XXXIII, Fig. 5), Marbach-Stuttgart (Taf. XLVI, Fig. 1) und Rheinfelden (Taf. XLVII, Fig. 5).

Eine besondere Art der Ausbildung erfordern die Turbinenkammern, wenn es sich nicht um stehende Schachtturbinen, sondern um stehende Gehäuseturbinen handelt, bei denen das Wasser den gusseisernen oder stählernen Turbinengehäusen (Turbinenkesseln) in geschlossenen Druckleitungen zugeführt wird. Beispiele hierfür bieten die Anlagen Hafslund, Kykkelsrud (Taf. XXXIV, Fig. 8), Jonage-Cusset-Lyon (Taf. XL, Fig. 4), Niagara Falls Power Co. (Abb. 126, S. 546) und die Canadian Niagara Falls Power Co. (Taf. LXIV, Fig. 1 u. 2 u. S. 547). Bei der Niagara Falls Power Co. liegen die ganzen Druckkammern mit Ausnahme des Rechens unter dem Dache des Krafthauses.

Alle Turbinenkammern müssen schnell und leicht trocken gelegt werden können, damit man kleinere Störungen ohne grossen Zeitverlust beseitigen und Reparaturen ausführen kann.

Bei einer Turbinenkammer für eine liegende Schachtturbine braucht man nur die Schützen oberhalb zu schliessen, das Entleerungsventil in der Sohle der Kammer zu öffnen und die letztere entleert sich schnellstens von selbst. Bei stehenden Schacht- und Gehäuseturbinen muss man meist auch noch den Turbinenkanal am Unterwasser schliessen und das Wasser aus der Kammer durch Pumpen entfernen, wenn man an alle Teile der Turbinen herankommen will. Bei der Niagara Falls Power Co. und ebenfalls auch bei der Canadian Niagara Falls Power Co. liegen allerdings die Turbinengehäuse so hoch über dem Unterwasserspiegel des Turbinenkanals, dass die ganze Turbine von aussen auch während des Betriebes jederzeit zugänglich ist. Bei der Anlage

Kykkelsrud (Taf. XXXIV, Fig. 8) ist die Turbinenkammer während des Betriebes trocken, da sie gegen das Unterwasser dicht abgeschlossen ist. Bei allen niedrigen Wasserständen kann die ganze Turbine auseinander genommen werden, ohne den Unterwasserspiegel abzuschliessen, nur wenn höhere Wasserstände eintreten, muss das Unterwasser bei Reparaturen mit Hilfe von Dammbalken abgeschlossen werden und eine Entleerung des Turbinenkanals durch Pumparbeit stattfinden. Ungefähr das Gleiche gilt von der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. XL, Fig. 4), von den Anlagen Hagneck (Taf. XXXIII, Fig. 5) und Marbach-Stuttgart (Taf. LXI, Fig. 1). Dagegen muss bei den Anlagen Beznau (Taf. XXIV, Fig. 2), Chèvres (Taf. XXVIII, Fig. 1) und Rheinfelden (Taf. XLVII, Fig. 5) auch bei niedrigen Wasserständen ein Abschluss des Unterwassers erfolgen, wenn die unteren Turbinenkränze einer Besichtigung und Reparatur unterzogen werden sollen. Bei Rheinfelden und Hagneck findet der Abschluss am Oberwasser durch Drehtore mit stehender Achse (Abb. 274, S. 868) statt, welche in 1—2 Minuten geschlossen werden können, während das Unterwasser durch Dammbalken abgeschlossen werden muss. Bei Chèvres geschieht der Abschluss am Oberwasser durch eine Zylinderschütze mit wagerechter Drehachse (Abb. 275/76, S. 870) gleichfalls in 1—2 Minuten, während das Unterwasser durch einen schwimmenden eisernen Ponton abgeschlossen werden kann, welcher in die Öffnung des Turbinenkanals gefahren und dort versenkt wird. Die vollkommenste Einrichtung in bezug auf schnelle Entleerung und Trockenlegung der Turbinenkammern zeigt die Anlage Beznau, bei welcher der Abschluss der Turbinenkammern am Ober- und Unterwasser durch eiserne Schützentafeln erfolgt, und zwar kann diejenige am Oberwasser mit Hilfe eines Öldruckzylinders und einer Kolbenstange gleichfalls in wenig mehr als 1 Minute erfolgen, während die Schliessung am Unterwasser mit Hilfe von Laufkatzen und Flaschenzügen bewirkt wird (Abb. 263 u. S. 853). Hier ist aber eine zentrale Pumpenanlage vorhanden, welche durch alle Turbinenkammern hindurchläuft und an welche jede Kammer angeschlossen werden kann, sodass nach Schliessung der Schützen die Entleerung der Kammer in wenigen Minuten zu erzielen ist. Eine solche zentrale Pumpenanlage befindet sich auch bei der Anlage Hagneck.

Von der **Rechenanlage** wurde bereits gesagt, dass sie stets auf einer Schwelle aufruhen sollte, welche gegen die Sohle des Beckens oder des Werkkanals einen Absatz bildet, damit verhindert wird, dass die an der Sohle treibenden Geschiebe und Sinkstoffe direkt durch den Rechen hindurch und so in die Turbinen hineingelangen können. Die Rechen sollen alle gröberen schwimmenden Körper zurückhalten und hierzu sind besonders zu rechnen kleinere schwimmende Holzteile, Laub, Stück- und Grundeis. Um die Freihaltung der Rechen von schwimmenden Körpern zu erleichtern, ist es sehr zweckmässig, die Schwelle des Rechens nicht in einem Winkel von 90° gegen die Richtung des ankommenden Wasserstroms aufzustellen, sondern in einem möglichst spitzen Winkel. Wie bereits erwähnt wurde, liegt die Rechenschwelle der Anlage Vizzola (Taf. II, Fig. 1 u. 2) parallel zur Richtung des ankommenden Wassers, also in der denkbar besten Anordnung. Spitzwinklig liegt sie bei der Anlage Beznau (Taf. XXIV, Fig. 3) und es würde hier der sich längs des Rechens entwickelnde Strom die Freihaltung des Rechens namentlich von Stückeis sehr wirksam unterstützen, wenn nicht die Rechenfläche durch mehrere massive Treppenanlagen unterbrochen und so tote Winkel gebildet worden wären. Noch spitzer liegt die Rechenanlage am Krafthause Rheinfelden, nur ist hier das Becken vor dem Rechen vom Anfang bis zum Ende zu stark verengert (Abb. 147, S. 581) und die Durchflussgeschwindigkeit des Wassers durch die Rechenstäbe bei vollem Betriebe zu gross, sodass die an den Rechen angetriebenen

schwimmenden Körper mit grosser Wucht an die Fläche des Rechens herangedrückt werden. Auch bei den Anlagen Wangen (Taf. XXIII, Fig. 1) und Lechwerk-Gersthofen (Taf. XLV, Fig. 3) sind die Rechen spitzwinklig gestellt, wenn auch nur wenig. Bei der letztgenannten Anlage liegen die Eisschützen nicht an der Stelle, wo die die Rechenfläche schneidende Wasserspiegellinie in die Ufermauer einschneidet, sondern weiter aufwärts, sodass sich ein toter Winkel bildet, in welchem das Eis und die dort sich ansammelnden sonstigen Schwimmkörper, wenn die der Ufermauer zunächst liegende Turbine auch im Betriebe ist, festsetzen. Bei der Anlage Wangen reinigt der Strom längs des Rechens denselben wenigstens zum Teil selbstwirkend, solange noch die am rechten Ufer gelegene Turbinenkammer als Grundablass benutzt wird. Wenn aber später vor dieser Kammer auch ein Rechen aufgestellt sein wird, bildet sich auch hier in der Wasserspiegellinie ein toter Winkel, der durch Abschrägung der spitzen Ecke am Leerlauf zu beseitigen sein würde.

Man wird meistens, wie bereits erwähnt, durch die Anlage von Überläufen vor oder neben dem Rechen dafür Sorge tragen, dass der grösste Teil des Stückeises nicht bis an den Rechen herankommt, und man kann die Abführung des Stückeises über die Überläufe durch Einlegen und Verankern schwimmender Abweiser, welche etwa 50 cm tief eintauchen, unterstützen. Kommt das Stückeis bis an den Rechen heran, so rollt es durch den Strom zum Teil verlängs des Rechens, wenn derselbe sehr spitz gegen die Stromrichtung steht. Auch kann in diesem Falle durch einige Leute mit Stangen das Stückeis leichter nach den Eisschützen zu getrieben werden. Je grösser aber die Durchflussgeschwindigkeit des Wassers am Rechen ist, mit um so grösserer Kraft wird das Stückeis am Rechen festgehalten. Der Strom schiebt die Eisstücke auf den Rechen empor und klappt sie dann flach gegen die Rechenfläche und zwar mit um so grösserer Energie, je mehr Durchflussquerschnitt des Rechens bereits durch Eisstücke geschlossen ist.

Im Abschnitt c „Der Einlauf“ ist bereits hervorgehoben, welche Massregeln zu treffen sind, um möglichst wenig Stückeis in den Werkkanal hineingelangen zu lassen, und es wurde auch bereits gesagt, dass bei Geschwindigkeiten von 1,50 m/sek. und mehr sich eine zusammenhängende Eisdecke im Werkkanal nicht mehr bilden kann.

Ungleich grösser als die Schwierigkeit der Beseitigung des Stückeises kann diejenige der Beseitigung des sogenannten **Grundeises** werden. Hier können die Schwierigkeiten so anwachsen, dass unter Umständen der Betrieb unterbrochen werden muss. In dem Geschäftsbericht der Société Lyonnaise des Forces Motrices du Rhône (Jonage-Cusset-Lyon) für die Generalversammlung im Juni 1905 befindet sich folgender Passus:

„Le deux janvier par un frois de 15 degrés et un vent terrible une quantité d'aiguilles de glaces se sont formées dans la couche profonde de l'eau du canal alorsque la surface restait libre. Ce phénomène, excessivement rare dans nos pays, a arrêté le service de nos excitatrices et interrompu notre exploitation pendant une nuit.

Nous avons tout lieu de croire que ce fait ne se renouvellera pas, mais nous avons dû songer à mettre le service de nos abonnements à l'abri de tout aléa de cette nature.“

Also hier sind Grundeisbildungen in dem Masse störend geworden, dass die kleinen, als konische Reaktionsturbinen gebauten Erregerturbinen (250 PS. bei 250 Uml./Min. und 2200 l/sek. bei 12,0 m Gefälle) völlig zum Stillstand kamen.

Auch das Kraftwerk Rheinfelden hatte wiederholt unter Störungen durch Grundeis zu leiden und diese Störungen haben, allerdings neben anderen Ursachen, die Verwaltung dazu veranlasst, eine Dampfreserve aufzustellen.

Die Direktion der Aktieselskabet Hafslund hat auf Anfrage dem Verfasser bezüglich des Grundeises folgende Mitteilung gemacht:

„Im Flusse Glommen kommt Grundeis 5—10 mal jeden Winter vor und zwar sind die Bedingungen hierfür, dass der Fluss nicht mit Eis belegt ist und die Temperatur plötzlich bis unter 10—12° sinkt. Wenn der Fluss mit Eis belegt ist oder bei bewölktem Himmel kommt Grundeis nicht vor, mag auch die Temperatur viel tiefer sein.

Die obengenannten Bedingungen treten deshalb am häufigsten Anfang Dezember ein, wenn die erste Kälteperiode hereinbricht. Es bilden sich dann im Wasser kleine Eisnadeln, die anfangs nur vereinzelt auftreten, aber nach und nach sich zu grösseren schwammähnlichen Massen vereinigen von Dezimetern im Durchmesser. An der Oberfläche des Wassers sieht man nur hier und da einige Eisnadeln schwimmend, steckt man aber eine Holz- oder Eisenstange ins Wasser hinein, so dauert es nicht lange bis dieselbe mit einer bedeutenden Eiskruste überzogen wird.

Grosse Mengen dieser schwammartigen Massen gehen ziemlich tief im Wasser, weil sie vom Boden des Flusses Sandkörner oder Steine mitnehmen, wodurch das Eigengewicht schwerer als Wasser wird.

Die Schwierigkeiten an dem Rechen entstehen nun in folgender Weise:

Am Fusse des Rechens sammeln sich nach und nach grössere Mengen von diesen schwammartigen Massen an und wachsen allmählich in die Höhe. Der Wasserdruck auf dem Rechen ist vor der Eisnadelsammlung nur einige wenige mm, dagegen, wenn die Eisnadelmassen nach und nach den Durchflussquerschnitt verengt haben, wird der Druck auf den Rechen entsprechend grösser und wirkt dieser Druck wieder in der Weise, dass die Eisnadelmassen zu einer kompakten Masse zusammengedrückt werden. Wenn man gar nichts hiergegen machte, würde im Laufe einiger Stunden der ganze Rechen mit einer festen Eisschicht bedeckt werden.

Die Eisnadelbildung beginnt in der Regel in der Nacht gegen 3, 4 oder 5 Uhr, dauert gewöhnlich ein oder zwei Tage und hat sich dann entweder eine Eisschicht auf dem Wasser gebildet oder der Himmel hat sich mit Wolken belegt, worauf das Wasser wieder klar wird und die bestehenden Eisnadeln sich im Wasser auflösen.“

Über die Art der Entstehung des Grundeises existiert bis heute eine allgemein anerkannte Theorie noch nicht. Es hat aber 1906 der schweizerische Ingenieur Dr. phil. G. Lüscher in Aarau eine eingehende Studie: „Das Grundeis und daherige Störungen in Wasserläufen und Wasserwerken veröffentlicht[33]), in welcher alle bisherigen Theorien besprochen werden und alsdann auf Grund eigener Beobachtungen eine neue Erklärung gegeben wird, welche viel für sich zu haben scheint. Deshalb mögen hier aus der Lüscherschen Schrift Mitteilungen über Art und Entstehung des Grundeises folgen, während wegen eines genauen Studiums dieser wichtigen Frage auf das erwähnte Buch verwiesen sei.

Lüscher unterscheidet drei Arten von Grundeis und zwar 1. das blättrige Grundeis, 2. das körnige Grundeis und 3. das Gallerteis.

Die Grundeisbildung hat ihren Ursprung in der Bildung des Oberflächeneises. Bei schnellfliessendem Wasser können sich die bei niedrigen Temperaturen entstehenden Eiskristalle nicht zu einer Eisdecke zusammenschliessen. Nach Lüscher wird eine Eisdecke meistens bereits bei Wassergeschwindigkeiten von ca. 0,8 bis 1,0 m/sek. nicht mehr zu stande kommen. Werden die im Wasser treibenden Eiskristalle, welche oft so klein sind, dass sie beim Anschauen einer Wasserfläche mit blossem Auge nicht wahrgenommen werden können durch die Strömung des Wassers in einem Querschnitt und durch die Gewichtsunterschiede der Wasserfäden infolge der verschiedenen Temperatur zur Tiefe geführt, so bleiben sie an rauhen Gegenständen der Sohle und der Böschungen haften und die Wasserbewegung kann sie dort andrücken und halten. Auch sollen elektrische Kräfte mitwirken, weil aneinanderreibende Eisteilchen positiv elektrisch und die von den Eisteilchen geriebenen Fremdkörper aber negativ elektrisch geladen werden[34]). Eiskörperchen, welche sich an einem rauhen Gegenstand in der Tiefe festgesetzt haben, kühlen den Körper, an dem sie haften, und auch das umgebende Wasser allmählich bis

---

[33]) Verlag von Emil Wirz vorm. J. J. Christen, Aarau.

[34]) H. Ebert und B. Hoffmann, Naturwissenschaftliche Rundschau Nr. 33. 1900. XV. Jahrg.

auf eine Temperatur nahe 0° ab und zwar ist der Vorgang so zu denken, dass die zuerst an dem rauhen Gegenstand anhaftenden Kristalle geschmolzen werden und dadurch die Körpertemperatur allmählich auf 0° bringen. Indem sich alsdann um den Gegenstand auf diese Weise zunächst gesetzmässig orientierte Kristallsterne bilden, entsteht das sogenannte blättrige Grundeis.

Bei anhaltendem Frost kann das Wasser die in ihm massenweise schwimmenden Kristallelemente nicht mehr in grosser Zahl schmelzen, sie treiben vielmehr in grossen Mengen im Wasser fort. Zur Tiefe geführt, schliessen sie sich an das blättrige Grundeis, welches wie gesagt noch aus gesetzmässig orientierten Kristallen besteht, mechanisch an oder sie häufen sich im fliessenden Wasser selber, namentlich an ruhiger fliessenden Stellen, zu kleineren Klumpen zusammen. Diese mechanischen, schwammartigen Anhaftungen und Zusammenballungen nennt Lüscher das körnige Grundeis, welch letzteres um so weisser und fester wird, je grösser der Frost, je stärker die treibende Strömung ist und je länger die Bildungsdauer anhält. Die Tatsache, dass bei der Bildung des Grundeises an der Sohle keine festen Eisschichten wie an der Oberfläche entstehen können, erklärt Lüscher wie folgt:

„Das Wasser der Flüsse und Seen enthält stets anorganische Salze gelöst und ist meist auch organisch stark verunreinigt. Ein Milliontel von Salzen im Wasser genügt, um diesem die Eigenschaften einer wässrigen Salzlösung zu erteilen.

Aus einer Salzlösung gefriert aber stets reines Eis, das Salz wird beim Gefrieren ausgeschieden, sodass die entstandenen Kristalle von sehr dünnen Schichten salzhaltigeren Wassers umgeben werden.

Da nun der Gefrierpunkt einer Salzlösung mit dem Salzgehalt sinkt, so braucht es weiterer Kälteeinwirkung, um die den Kristall umgebende dünne Wasserschicht zum Gefrieren zu bringen.

Diese überschüssige Kälte hat an der Wasseroberfläche Zutritt und kittet die einzelnen Kristalle unter sich und mit der Oberflächenschicht zusammen, sie fehlt aber unter Wasser bei der Bildung des Grundeises, sodass die einzelnen Kristalle unter sich lose bleiben."

Ist eine Fluss- oder Kanalstrecke mit einer geschlossenen Eisdecke überzogen, so kann die Aussentemperatur nicht mehr in dem Masse auf die Bildung von Eiskristallen im Wasser hinwirken wie bei offener Wasserfläche, und die sich bildenden Eiskristalle schliessen sich an die Eisdecke an. So erklärt es sich, dass sich unter einer geschlossenen Eisdecke blättriges und körniges Grundeis nicht bildet (vergl. den Bericht aus Hafslund S. 835).

Die Schwierigkeiten an den Rechen von Wasserkraftanlagen entstehen, wenn das am Grunde angehäufte Eis plötzlich zum Auftrieb gebracht wird. Dieser Auftrieb kann durch die strahlende Wärme bei klarem Wetter verursacht werden, woraus es sich erklärt, dass nach den Mitteilungen der Aktieselskabet Hafslund Störungen durch Grundeis bei bewölktem Himmel nicht vorkommen. Der Auftrieb kann aber auch durch mechanische Ursachen, also zum Beispiel durch starke Bewegung der Oberfläche durch Wind verursacht werden, wie unter andern aus den Mitteilungen der Société Lyonnaise des Forces Motrices du Rhône (S. 834) hervorgeht. Kommt dieses Grundeis zum Auftrieb, so bleibt es zum grössten Teile dennoch in den tieferen Schichten, weil es durch die mitgenommenen kleineren Sandkörner und Steinchen beschwert ist.

Man kann aus dem Obigen für Werkkanäle in Gegenden, in welchen starke Fröste zu erwarten sind, folgende Schlüsse ziehen: Bei langen Werkkanälen in Boden mit einfacher Kiesdeckung sollte man die Geschwindigkeit nicht über 0,80 m/sek. steigern, damit sich bei starkem Frost schnell eine geschlossene Eisdecke bilden kann. Hat man eine grössere Geschwindigkeit im Werkkanal gewählt, so muss man den benetzten Umfang so glatt wie möglich machen, damit sich, wenigstens im Werkkanal selbst, Grundeis in grösseren Mengen nicht bilden kann. Da ferner die Abkühlung des

Wassers bei einer bestimmten sekl. Wassermenge um so kleiner wird, je kleiner die Spiegelbreite ist, so werden auch in einem Querschnitt die sich an der Oberfläche bildenden Eiskristalle in um so grösserer Zahl zum Schmelzen gebracht werden, je grösser die Wassertiefe im Werkkanal im Verhältnis zur Spiegelbreite wird.

Was nun das **Gallerteis** betrifft, so tritt es meist auf, wenn nach Tauwetter plötzlicher Frost eintritt oder umgekehrt, wobei stark gekühlte Wassermassen mit grösseren Mengen von Eispartikeln, welche von einer zerstörten Oberflächen-Eisschicht, oder von auftreibendem Grundeis, oder von Schneefall herrühren können, in die tieferen, wärmeren Wasserschichten getrieben werden. Es entstehen gallertartige Massen, deren Zellenwände aus salzreicherem Wasser bei einer Temperatur wenig über 0° starke Grenzflächenspannungen gegen das reinere Wasser, mit denen die Zellen gefüllt sind, besitzen. Zellenwände und Zelleninhalt können hierbei ihre Rolle vertauschen. Bei einer Temperatur von 0° erstarrt der Zelleninhalt, während die salzreicheren Zellenwände mit etwas niedrigerem Gefrierpunkt noch flüssig bleiben, indem zu ihrer Erstarrung die erforderliche überschüssige Kälte fehlt. Soweit die letztere Zutritt hat, bringt sie vielmehr stets neue Zellen zum Erstarren. Auf solche Weise kann das lockere unzusammenhängende Gallerteis in der ganzen Wassermasse entstehen. Stark begünstigt wird die Gallerteisbildung dort, wo kühlere Wassermassen mit ihren Treibeispartikeln in wärmeres Wasser unter eine abwärts an ruhiger Stelle bereits gebildete Oberflächeneisschicht getrieben werden. In ähnlicher Weise, wie durch den schnellen Wechsel in der Aussentemperatur, wird die Bildung von Gallerteis begünstigt, wenn das ursprünglich auf fast 0° abgekühlte Wasser eines Werkkanals aus einer längeren überdeckten Strecke, in welcher es Erdwärme aufnehmen konnte, unvermittelt in ein offenes Profil übergeht oder umgekehrt, oder wenn ein durch Massen von schwimmenden Eispartikeln abgekühltes Wasser plötzlich aus einem engeren Profil mit grosser Geschwindigkeit in ein weiteres mit kleiner Geschwindigkeit gelangt. Obwohl das Gallerteis genau genommen nicht zu dem Grundeis im eigentlichen Sinne gehört, wird es doch in der Praxis dazu gerechnet, weil es meist nicht allein auftritt und weil es vom Grundeis schwer zu unterscheiden ist.

Es könnte demnach scheinen, als ob die im Abschnitt e „Ablagerungsbecken" empfohlene Art der Profilerweiterung der Gallerteisbildung günstig wäre. Indessen bei Werkkanälen ist der Aufenthalt des Wassers in solchen Ablagerungsbecken doch zu kurz (6—10 Minuten), als dass eine Gallerteisbildung in schädlichem Umfange in ihm sich entwickeln könnte, selbst wenn sich im Ablagerungsbecken am unteren Ende eine Oberflächeneisschicht gebildet haben sollte, unter welche das im offenen Werkkanal unterkühlte Wasser treten könnte. Was im übrigen die Mittel betrifft zur Verhinderung der Bildung von Gallerteis in Werkkanälen, so ist besonders durch die richtige Anlage des Einlaufs und des Regulierungswerkes dafür zu sorgen, dass Stückeis aus dem See oder Fluss möglichst vollständig zurückgehalten wird und auch dem Grundeis aus dem Flusse der Eintritt in den Werkkanal tunlichst verwehrt wird, damit eine Unterkühlung des Wassers im Werkkanal durch das Schmelzen dieses Eises nach Möglichkeit vermieden wird. Ferner wird man bei Werkkanälen mit grossem Querschnitt und grosser Spiegelweite, wie z. B. beim Lechwerk Gersthofen, wenn die normale Geschwindigkeit die Bildung einer Eisoberfläche bei starkem Frost gestattet, im Betriebe durch möglichstes Konstanthalten des Wasserspiegels dafür zu sorgen haben, dass diese Eisoberfläche nicht plötzlich zerbricht, sondern bei eintretendem Tauwetter allmählich zum Schmelzen gebracht wird. Ist die obere Eisschicht aber zerbrochen, so sollte sie so schnell wie möglich zur Abführung kommen. Bei kleineren Kanalprofilen mit ge-

ringer Wassertiefe wird man, soweit es die verfügbaren Anlagekosten gestatten, das Profil am besten ganz abdecken, wie es z. B. bei der Anlage Novalesa an der Cenischia geschehen ist, wo der 2341,0 m lange obere Werkkanal mit einer normalen Wassertiefe von 1,0 m auf 0,90 m Spiegelbreite ganz abgedeckt wurde (S. 374 u. Taf. XII, Fig. 2).

Auch bei der Anlage La Goule, wo der Werkkanal im ganzen 520,0 m lang ist und auf 440,0 m im Tunnel liegt, hat man die offenen Strecken mit Bohlen abgedeckt (S. 398).

Schliesslich wirkt auch die Wahl eines im Verhältnis zur Breite tiefen Profils der Bildung von Gallerteis entgegen, weil die Abkühlung aller Wasserschichten auf nahezu 0° bei derartigen Profilen nicht so leicht eintritt.

Das Gallerteis ist übrigens so dünnflüssig, dass es sowohl durch den Rechen als auch durch die Turbinen unschädlich hindurchgeht, sofern es nicht in sehr grossen Massen auftritt.

Wegen Beseitigung des in sehr grosser Menge auftretenden Gallerteises von dem Rechen wird weiter unten noch einiges mitgeteilt (S. 841).

Bei der Anlage Hafslund (vergl. Taf. XXXIII, Fig. 6) ist die Stellung des Rechens insofern ungünstig, als sich ein Strom längs des Rechens nach dem Überlauf oder dem Grundablass nicht bilden kann. Auch ist kein genügend grosser Absatz zwischen Beckensohle und Rechenschwelle gebildet. Hätte man z. B. den Rechen ungefähr parallel mit der linken Ufermauer des Werkkanals gestellt und der Rechenschwelle einen hohen Absatz gegen die Sohle des Beckens gegeben, so würde es wahrscheinlich möglich gewesen sein, den grössten Teil des Grundeises durch zeitweises Ziehen der Spülschützen zur Abführung zu bringen. Der Rechen besteht aus zwei Absätzen[35]), einem unteren und einem oberen, und die Rechenstäbe haben gegen die Wagerechte nur eine Neigung von 60°. Die Schwierigkeiten beim Auftreten des Grundeises kommen im wesentlichen nur an dem unteren Teile des Rechens vor. Man hat sie anfangs in der Weise zu bewältigen versucht, dass man Leute anstellte, welche durch Eisenharken an Holzstielen die lichten Zwischenräume zwischen den Stäben von Eis freihalten mussten. So lange der Betrieb verhältnismässig klein war, genügte diese Massregel, wenn sie auch in unliebsamer Weise die Betriebskosten erhöhte. Als der Betrieb aber nach Vollendung des zweiten Ausbaus stärker wurde, konnten die Arbeiter nur mit Mühe die obersten 2,0 bis 3,0 m des Rechens einigermassen freihalten. Man hat deshalb zu einer maschinellen Vorrichtung greifen müssen, und es ist nach vielen Versuchen die in Abb. 257 dargestellte Vorrichtung ausgeführt worden, welche ihren Zweck vollständig erfüllen soll[36]).

Durch einen 15 pferdigen elektrischen Motor wird eine Zahnradwelle angetrieben und durch die letztere werden Eisenrahmen mit Querstäben, welche auf den unteren Rechen liegen, derart in auf- und abgehender Bewegung gehalten, dass jeder Punkt des Rechens 5 bis 6 mal in der Minute von einem Eisenstabe geschabt wird. Hierdurch bekommen die Eisnadelklumpen nie genügende Ruhe, um sich zu grossen Massen aufeinander legen zu können, das Triebwasser nimmt vielmehr immer das Grundeis mit sich durch den Rechen, bevor es zu grossen Klumpen sich zusammenballen kann. Einige Rahmen werden heraufgezogen, während eine gleiche Zahl anderer abwärtsgehen, sodass die Bewegungskraft des Motors im wesentlichen nur zur Überwindung der Reibungen verwendet wird.

Bei Hafslund findet wahrscheinlich in dem nur 270,0 m langen Werkkanal selbst, dessen Sohlenbreite 10,0 m und dessen normale Wassertiefe 6,5 m beträgt, bei einer

---

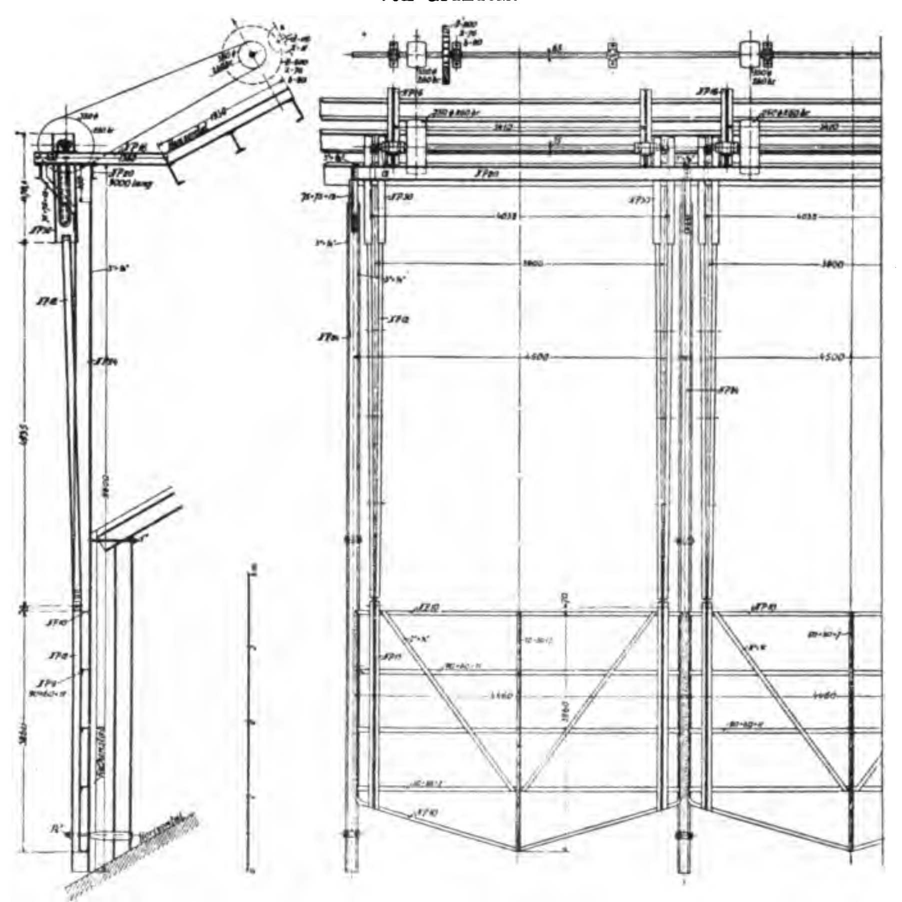
35) Man hat die Absicht, den Rechen so umzubauen, dass der Absatz beseitigt wird und der Rechen in einer Ebene von unten nach oben verläuft.

36) Nach Umbau des Rechens soll auch die Schabevorrichtung so umgebaut werden, dass die ganze Rechenfläche von unten bis oben geschabt werden kann.

Wassergeschwindigkeit von 2 m/sek. eine Grundeisbildung nur in verschwindendem Masse statt, es wird vielmehr das Grundeis aus dem Glommen in den Werkkanal hineingeführt.

Bei der Anlage Rheinfelden (Taf. XLVII) kann das Grundeis aus dem Rhein ungehindert in den Werkkanal eintreten. Die Geschwindigkeit in letzterem beträgt 1,5—2,0 m/sek. Der Rechen steht hier ganz ohne Absatz auf der Beckensohle, und da die Durchflussgeschwindigkeit durch den Rechen sehr gross ist, wird das Grundeis mit grosser Wucht namentlich gegen die unteren Teile des Rechens getrieben. Je mehr Querschnittsfläche

Abb. 257. Vorrichtung zum Freihalten des Rechens an den Druckkammern der Anlage Hafslund von Grundeis.



nun durch das Grundeis von unten beginnend geschlossen wird, um so grösser wird die Geschwindigkeit und mit um so grösserer Kraft wird das Grundeis zusammengeballt. Wäre die Rechenschwelle etwa um 0,5—1,5 m gegen die Beckensohle, bezw. Kanalsohle erhöht, und hätte man der Sohle längs der Rechenschwelle nach dem Freilauf zu eine möglichst starke Neigung gegeben, so würde ein grosser Teil des Grundeises an der Schwelle zurückgehalten und schon durch den Strom des Wassers gegen den Grundablass zu geführt worden sein, wo es dann durch das Ziehen der Schützen hätte abgeführt werden können.

Bei den Rechenanlagen, deren Schwellen auf der Sohle des Beckens oder des Werkkanals liegen, wie es z. B. bei den vier Anlagen mit stehenden Schachtturbinen, Beznau, Chèvres, Hagneck und Rheinfelden

der Fall ist, zeigt sich oft noch eine andere Schwierigkeit, welche von dem Kiese herrührt. Abgesehen von dem Übelstande, dass bei derartigen Anlagen der bis vor den Rechen geführte kleinere Kies und der Sand ungehindert in die Turbinen hineingelangen können, werden auch grössere Kieselsteine auf die schräge Rechenfläche heraufgetrieben, und sie klemmen sich dann vielfach zwischen den Stäben fest. Auf diese Weise kann unter Umständen in kurzer Zeit ein grösserer Teil des freien Durchflussprofils geschlossen werden. Je mehr Kieselsteine den Querschnitt verengen, um so grösser wird die Geschwindigkeit des durchfliessenden Wassers und um so schneller werden noch weitere Kieselsteine nachgetrieben. Bei der Anlage Rheinfelden, wo, wie bereits mehrfach erwähnt, der Rechen sehr spitzwinklig zur Stromrichtung des ankommenden Wassers steht, kann man beobachten, wie die Kieselsteine zwar ein Ende lang auf der Rechenfläche entlangrollen oder -springen, um aber dann doch durch den Strom des Wassers fest zwischen die Stäbe gedrückt zu werden.

Nach den Angaben von M. A. Boucher[37]) sollen in Chèvres, bevor die neue Grundmauer geschaffen war, wenn die Arve Hochwasser hatte, 70 Mann am Rechen nötig gewesen sein, um den Kies zu beseitigen, was natürlich in sehr unliebsamer Weise die Betriebskosten beeinflussen musste. Auch in Rheinfelden wird zur Reinigung des Rechens, wenn der Rhein reichlich Geschiebe und Laub führt, viel Personal nötig. An jeder Rechenharke müssen 5 Mann stehen, weil weniger Leute wegen des starken Stroms nicht imstande sind die Rechenharken von unten nach oben heraufzuziehen.

Alle diese Erfahrungen und Überlegungen müssen nach Ansicht des Verfassers dazu führen, namentlich bei grösseren Anlagen mit Schachtturbinen, eine andere Art der Aufstellung der Rechen als die geneigte zu wählen. Man kann zwar bei geneigt gestellten Rechen die geschilderten Schwierigkeiten dadurch etwas verringern, dass man nicht scharfkantige Flacheisen, sondern Eisen mit abgerundeten Ecken für die Rechenstäbe verwendet, und dass man letztere nicht lotrecht zur Rechenfläche, sondern spitzwinklig und zwar flussabwärts gerichtet, anordnet, weil durch beide Massregeln das Festklemmen des Kieses erschwert und seine Beseitigung erleichtert wird, aber erstens lässt sich dadurch eine durchgreifende Verbesserung auch nicht erzielen und zweitens halten die scharfkantigen und lotrecht zur Rechenfläche stehenden Stäbe das Laub wirksamer zurück. Es scheint deshalb richtiger, statt den Rechen geneigt mit einem Winkel von 40 bis 45° gegen die Horizontale aufzustellen, ihn vollkommen wagerecht zu legen und die Stäbe parallel zur Rechenschwelle anzuordnen. Auf diese Weise wird es leicht möglich, die Rechenschwelle 0,5 bis 2,0 m über der Beckensohle anzuordnen und der Sohle längs der Rechenschwelle eine starke Neigung nach dem Spülablass zu geben. Das Wasser muss also vertikal von oben nach unten durch den Rechen hindurchtreten, um dann jenseits der die Rechenfläche abschliessenden lotrechten Wand wieder aufzusteigen.

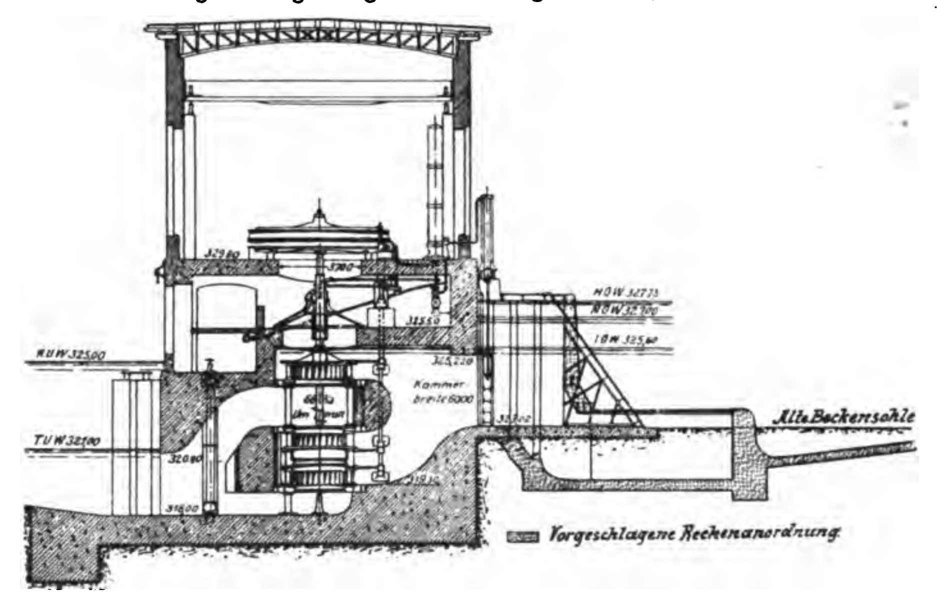
Während die Durchflussfläche des geneigt gestellten Rechens bei Chèvres z. B. gerade dann am kleinsten ist, wenn die grösste sekl. Wassermenge hindurchfliessen muss, weil der Wasserspiegel am Wehre wegen der Öffnung der Wehrschützen sinkt, würde die Durchflussfläche bei einem liegenden Rechen stets dieselbe bleiben. Alle an der Oberfläche schwimmenden Körper werden, wenn die Durchflussgeschwindigkeit nicht zu gross ($\leq$ 1,5 m/sek.) angenommen wird, nicht auf den Rechen gelangen, sondern sich an der vertikalen Abschlusswand sammeln und durch den Strom nach den Eisschützen hingetrieben werden. Überdies würde es nur geringer Kraft bedürfen, um an der vertikalen hinteren,

[37]) Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche. Grenoble 1902. 1. Volume. S. 284.

geschlossenen Wand haftende Körper mit Holztafeln an hölzernen Stangen nach den Eisschützen hin zu schieben. Das gilt besonders auch von einem grossen Teil des Grundeises, welches nicht mehr von dem Strom des ankommenden Wassers gegen die Rechenfläche getrieben würde, sondern gegen die geschlossene vertikale Wand, wo es von dem Stoss des Wassers und der nachdringenden Eisnadel zusammengeballt werden würde.

Als ein weiterer Vorteil des liegenden Rechens kann gelten, dass man die lichte Weite zwischen den Stäben grösser machen könnte, weil die an der Oberfläche treibenden Körper nicht mehr zu den Rechen gelangen können und weil auch Fische nur ausnahmsweise den Weg durch einen solchen Rechen nehmen würden. Dadurch würde aber wiederum ein grösserer Teil, namentlich des gallertartigen Grundeises leicht und unschädlich durch den Rechen hindurchgelangen. Ausserdem wird bei einem liegenden Rechen stets die ganze Rechenfläche ziemlich gleichmässig für den Durchgang des Grund-

Abb. 258. Querschnitt durch die vorhandenen Rechenanlagen am Krafthause der Anlage Beznau mit Darstellung der vorgeschlagenen Anordnung eines liegenden Rechens.



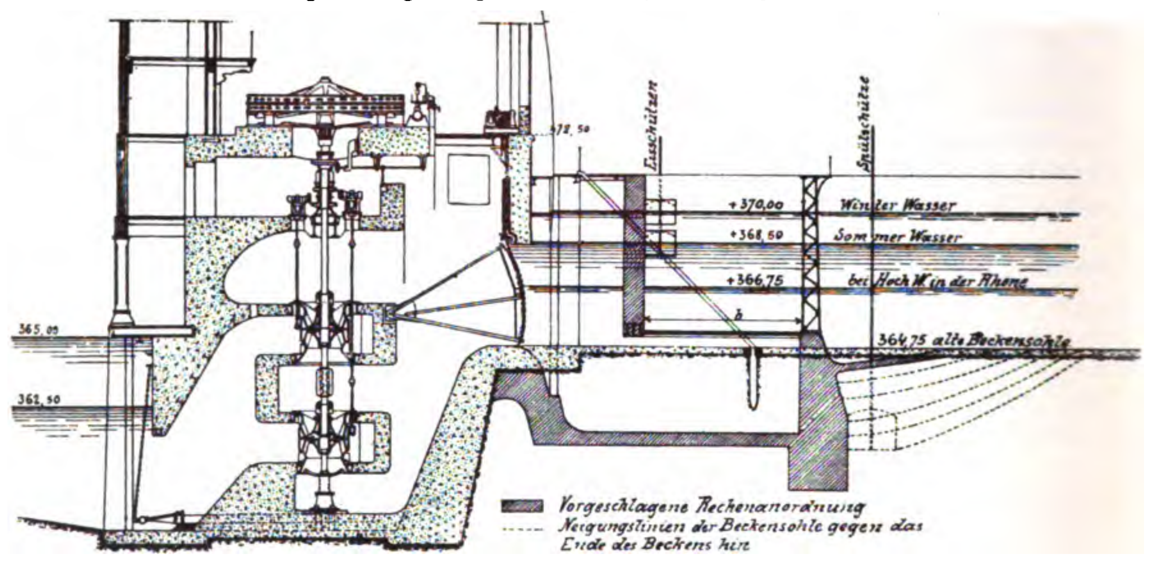
eises benutzt werden, während bei den stehenden Rechen vornehmlich die unteren Teile vom Grundeis betroffen werden und deshalb die Verstopfung des Rechens in der Regel von unten beginnt und nach oben fortschreitet.

Auch bei der vorgeschlagenen Anordnung liegender Rechen ist es vorteilhaft, die Rechenschwelle möglichst spitzwinklig zur Stromrichtung aufzustellen. Der Kies und gröberer Sand werden, wenn der Absatz vor der Schwelle am oberen Ende mindestens 0,5 m beträgt und nach dem Grundablass hin wächst, nicht auf den Rechen kommen können, ebenso wird sich ein grosser Teil des Grundeises, welcher sich in den tieferen Schichten bewegt, vor der Schwelle sammeln und durch die Spülwirkung um so wirksamer ins Unterwasser getrieben werden können, je grösser die Neigung der Sohle ist.

Man könnte nun noch auf der vorderen Rechenschwelle eine auf einzelnen eisernen Gitterstützen ruhende Bedienungsbrücke errichten (Abb. 259), um gallertartiges Eis, wenn es sich in grösseren Mengen ansammeln sollte, durch Schleppnetze aus feinem Drahtgeflecht oder durch eine ähnliche Einrichtung, welche in Richtung der Rechenschwelle stromabwärts zu ziehen wäre, zu beseitigen. Auch könnten mit Hilfe einer

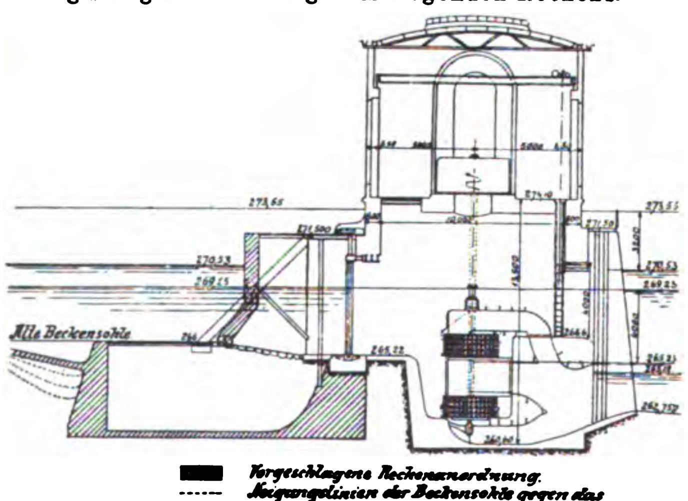
solchen Bedienungsbrücke Schabewerke nach dem Muster derjenigen der Anlage Hafslund (Abb. 257) eingerichtet werden, welche in diesem Falle auf maschinellem Wege nicht, wie bei dem erwähnten, auf und ab, sondern auf der wagerechten Fläche hin

Abb. 259. Querschnitt durch die vorhandene Rechenanlage am Krafthause der Anlage Chèvres mit Darstellung der vorgeschlagenen Anordnung eines liegenden Rechens.



und her zu ziehen und zu schieben wären. Nach Ansicht des Verfassers würde sich allerdings bei einem richtig angelegten liegenden Rechen die Notwendigkeit, Schabewerke einzubauen, überhaupt nie ergeben. Zur Veranschaulichung der vorgeschlagenen Anordnungen sind in den Abb. 258, 259 und 260 für die Anlagen Beznau, Chèvres und Rheinfelden in die Querschnitte durch die Rechenanlage liegende Rechen schematisch eingezeichnet.

Abb. 260. Querschnitt durch die vorhandene Rechenanlage am Krafthause der Anlage Rheinfelden mit Darstellung der vorgeschlagenen Anordnung eines liegenden Rechens.



Bei der Anlage Chèvres sinkt bei Hochwasser wenn alle Schützen des Wehres gezogen sind, der Wasserspiegel am Rechen auf + 366,75. Die vorhandene Rechenschwelle liegt bündig mit der Beckensohle auf + 364,75, sodass nur eine Wassertiefe von 2,0 m am Rechen vorhanden ist. Bei Hochwasser schluckt jede Turbine 21,5 cbm sek., weil das Druckgefälle auf 4,30 m abfällt (S 448). Beim normalen Winter-Stau liegt der Wasserspiegel am Rechen dagegen auf + 370,00, es ist also eine Wassertiefe von 5,25 m vorhanden und jede Turbine verbraucht bei 8,15 m Gefälle nur rd. 14,1 cbm/sek. Die Weite jeder Turbinenkammer beträgt 7,5 m von Pfeilermitte zu Pfeilermitte gemessen. Bei einer Dicke der Rechenstäbe von 1,2 cm und einer lichten Weite zwischen den Stäben von 4 cm entfallen auf eine Turbinenkammerbreite 144 Staböffnungen. Die benetzte Länge eines Stabes

beträgt bei 2,0 m Wassertiefe 2,88 m, es ist also für jede Kammer ein Durchflussprofil F vorhanden von 144 . 0,04 . 2,88 = 16,8 qm. Nimmt man den Durchflussbeiwert μ durchschnittlich zu 0,70 an, so kann man überschläglich setzen: $Q = \mu . F . v$ und $v = \frac{21,5}{0,7 . 16,8} = 1,89$ m/sek. Diese Geschwindigkeit würde herrschen, wenn die ganze Durchflussfläche des Rechens frei wäre, sie steigert sich aber, sobald ein Teil durch Kies oder Schwimmkörper verschlossen wird. Der genannten Durchflussgeschwindigkeit entspräche bereits ein Druckverlust $h = \frac{v^2}{2g} =$ rd. 0,184, wenn man die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers vernachlässigt. Beim normalen Winter-Stau wird dagegen die normale Durchflussfläche F = 42,8 qm und v nur = 0,33 m/sek. Bei dieser Anlage tritt also der Nachteil des stehenden Rechens, dass bei dem grössten Wasserverbrauch der Turbinen der Durchflussquerschnitt am kleinsten wird, scharf hervor. — Bei einem liegenden Rechen kann man den Durchflussbeiwert zu 0,90 bis 0,96 annehmen, weil wegen des mangelnden Luftzutritts sich die Einschnürung nicht ausbilden kann. Die lichte Rechenfläche kann daher um 23 bis 27% kleiner sein. Würde man die lichte Weite zwischen den Stäben bei einem liegenden Rechen zu 5 cm wählen und die Stabdicke wiederum zu 1,2 cm, so würden auf je 1,0 m Rechenbreite 16 Staböffnungen entfallen und auf 1 qm Rechenfläche rd. 0,80 qm Durchflussquerschnitt, anstatt rd. 0,78 qm bei geneigtem Rechen mit 4 cm Stabweite. Aus dieser Rücksicht könnte also die Rechenfläche beim liegenden Rechen abermals 4% kleiner sein. Wenn man von der Weite der Turbinenkammern für die zur Unterstützung des Rechens notwendigen Träger 0,20 m abzieht, so würde sich für je 1 m Breite der Rechenfläche eine Durchflussweite pro Kammer von 7,30 . 0,80 = 5,84 qm ergeben. Wenn 14,1 cbm/sek. mit rd. 0,50 m/sek. hindurchfliessen sollten, so würde die Breite b (Abb. 259) der Rechenfläche sein müssen $= \frac{14,1}{0,96 . 5,84 . 0,5} \cong 5,00$ m. Die Geschwindigkeit bei 21,5 cbm/sek. würde nur 0,77 m/sek. und der Gefällverlust am Rechen selbst rd. 0,029 m betragen.

Man könnte nun die Krone der Rechenschwelle etwa 0,5 m höher als die vorhandene Schwelle legen, es würde also dann bei Hochwasser in der Rhone, also bei einem Wasserspiegel auf + 366,75 am Rechen noch eine Wassertiefe von 1,50 m über der Rechenschwelle vorhanden und damit ein Querschnitt pro Kammer von 7,30 . 1,50 = 10,95 qm frei sein. Wenn man einen Durchflussbeiwert für das übertretende Wasser von 0,85 (S. 624) annimmt, so müsste das Wasser bei einem Verbrauch von 21,5 cbm/sek. pro Turbine mit einer Geschwindigkeit von $\frac{21,5}{0,85 . 10,95} = 2,31$ m/sek. übertreten, wodurch ein Gefällverlust von 0,27 m entstünde, wenn man die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers vernachlässigen wollte. Da aber die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers bei H.W. gleich oder grösser als 2,31 m/sek. ist, so würde ein Gefällverlust an der erhöhten Rechenschwelle überhaupt nicht eintreten. Beim normalen Betriebe ist ein Querschnitt von 7,30 . 4,75 = 34,68 qm über der Rechenschwelle vor jeder Kammer vorhanden, also die Übertritt-Geschwindigkeit des Wassers nur etwa $\frac{14,1}{0,85 . 34,68} = 0,48$ m/sek. Der Raum unter dem Rechen würde gleich der lichten Öffnung der Turbinenkammerschütze zu bemessen sein und ebenso müsste an jeder Stelle unterhalb des Rechens mindestens ein gleiches Durchflussprofil vorhanden sein. Bei einer solchen Anlage würde der eiserne Rechen selbst zweifellos billiger werden, die bauliche Anlage aber etwas teurer, als die bei Chèvres ausgeführte, indessen würden die Mehrkosten gegenüber den Vorteilen kaum ins Gewicht fallen.

g) Die Ausführung der Werkkanäle. In diesem Abschnitt können nur einige wenige Gesichtspunkte zur Sprache kommen, da eine ausführliche Behandlung des Stoffes zu weit führen würde.

Für die zu wählende Ausführungsart der Erdarbeiten sind die Masse des zu bewegenden Bodens, die durchschnittlichen Transportwege und die Zeit, welche für die Arbeit zur Verfügung steht, massgebend. Handelt es sich um grössere Massen, längere Transportwege und schnelle Ausführung, so wird man sowohl beim Lösen und Ausheben als auch beim Transport und Einbau den maschinellen Betrieb vorherrschen lassen müssen, weil die Kosten für die Heranschaffung, Unterhaltung und Tilgung der Arbeitsmaschinen auf die grossen Massen verteilt, nur kleine Quoten pro Einheit ergeben. Bei kleineren Massen wird dagegen für die Lösung und den Aushub des Bodens die

Handarbeit, für den Transport und Einbau der Kippwagenbetrieb mit Menschen- oder Pferdekraft vorherrschen.

Ist Wasserhaltung nötig, so geschieht sie, abgesehen von den Fällen, wo der Wasserandrang nur klein ist, am besten in der Weise, dass man zu beiden Seiten der Baugrube je nach der Beschaffenheit des Untergrundes in Abständen von 20,0 bis 40,0 m Saugrohre 1,0 bis 3,0 m unter die beabsichtigte Sohle absenkt, diese Rohre durch ein gemeinsames Saugrohr miteinander verbindet und an eine Pumpe anschliesst. Auf diese Weise kann man den Aushub ganz im Trocknen vornehmen, wodurch an dem Einheitspreis pro cbm des Aushubs oft schon soviel gespart werden kann, als der Pumpenbetrieb und die Tilgung der hierfür erforderlichen Anlage kostet.

Wenn das Material, welches im Einschnitt gewonnen wird, in Dämme eingebaut werden muss und wenn dieses Material je nach seiner Beschaffenheit gesondert in dem Dammkörper seinen Platz zu finden hat, so ist eine besonders sorgfältige Vorarbeit erforderlich, um alle Anordnungen für den Aushub und den Bodentransport so treffen zu können, dass an jeder Stelle der Dämme das gewünschte Material zur Hand ist, ohne dass ein zeitweises Aussetzen des Bodens und eine doppelte Bewegung notwendig wird.

Es ist unbedingt notwendig, den die Basis von Kanaldämmen bildenden Terrainstreifen von weicher Erde und allen Boden zu befreien, welche noch von Wurzelwerk durchzogen sind. Auch darf solcher Abräumungsboden nicht in die Dämme eingebaut werden, sondern ist auszusetzen, um später nach Fertigstellung der Dämme als Bekleidung der äusseren Dammböschungen und der inneren Böschungen, soweit sie über dem Hochwasserspiegel des Werkkanals liegen, zu dienen.

Bei felsigem Untergrund kommen Dämme meistens nicht in Betracht. Ist es dennoch der Fall, so muss auch hier das bröcklige Gestein abgeräumt, eine lagerhafte Fläche geschaffen und nötigenfalls künstlich aufgerauht werden. Durch Schlitze parallel zur Dammkrone sind die Widerstände etwaiger Wasseradern in der Dammsohle zu vergrössern. Alle Spalten und Risse im Felsen sind durch Wasserspülung sorgfältig zu reinigen und mit Zementmörtel auszugiessen.

Um dem inneren Dammfuss den nötigen Halt zu geben, wird man ihn in Gruben von 0,30 bis 1,0 m Tiefe und einer Breite, die sich nach der Höhe des Dammes zu richten hat, eingreifen lassen und diese Gruben mit möglichst dichtem Material von lehmigen Sand oder Ton ausstampfen (Abb. 111, S. 510). Die erste Schicht, welche auf die Basisfläche aufgebracht wird, darf nicht höher sein als 0,15 bis 0,30 cm und muss sorgfältigst festgestampft werden, damit eine dichte Verbindung des Dammes mit dem Terrain überall gesichert ist. — Bei feuchtem Terrain und bei solchem, welches zeitweise bei höheren Wasserständen im Flusse überflutet wird, ist durch Anlage von offenen Gräben oder mit Steinen ausgefüllten Drainagegruben für eine möglichst schnelle und gründliche Entwässerung des an den Damm angrenzenden Terrains zu sorgen, da die Trockenlegung des Terrains, auf welchem die Dämme stehen, ihre Standsicherheit und ihre Dichtigkeit begünstigt. — Ist ein zu Rutschungen geneigtes Terrain mit der Linie des Werkkanals nicht zu umgehen, so sollte möglichst, bevor das Gleichgewicht der Massen in erheblicher Weise durch die Kanalarbeiten gestört wird, für eine gründliche Trockenlegung gesorgt werden.

Das Aufbringen einer Dichtungslage von reinem Ton oder Lehm, sowie der zugehörigen Decklage von Sand und Kies oder Schotter erfolgt am besten erst nach völliger Fertigstellung der Dammschüttung. — Bekleidungen der Böschungen mit Beton oder Pflasterungen in hydraulischem Mörtel dürfen unbedingt erst aufgebracht werden, wenn

die Dämme sich gehörig gesetzt haben. — Besteht der Damm aus vorwiegend sandigem Material, so ist es sehr zu empfehlen — wenn es ohne zu grosse Kosten ausführbar ist — das Kanalprofil, bevor man die Decklagen aufbringt, vorsichtig mehrfach mit Wasser zu füllen. Durch die Versickerung des Wassers in die Sohle und in die Dämme lagert sich alsdann der Sandboden so dicht zusammen, dass man spätere Sackungen nicht mehr zu befürchten hat. — Soll dagegen die Befestigung und die Dichtung der wasserseitigen Böschungen aus sandigem Lehm mit hydraulischem Kalk nach dem Muster der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (S. 510) hergestellt werden, so ist am besten diese Decklage zugleich mit dem Fortschreiten der Dammschüttung aufzubringen, weil man dann den nötigen Platz hat, um schwerere Walzen und Stampfmaschinen zu verwenden.

Bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon wurden diese Lagen in Schichten von 10 cm aufgebracht, dann mit hydraulischem Kalkpulver im Verhältnis 16 Liter Kalkpulver zu 1 cbm Boden bestreut, mittelst Sprengtonnen befeuchtet und dann durch Walzen mit gezahnter Oberfläche die 10 cm starke Schicht auf 5 cm zusammengepresst. Bei etwas magerem Boden als 30% Lehm auf 70% Sand wurde die Kalkmenge erhöht.

Die bei der Jonageanlage verwendete Dampfwalze[38]) hatte ein Walzengewicht von 7 t. An Stellen, wo diese grosse Dampfwalze sich nicht mehr bewegen konnte, hat man mit je einem Pferde bespannte eiserne Zylinderwalzen von 600 kg Leergewicht und 1000 kg Gewicht einschliesslich eines gefüllten Kieskastens angewendet. Durch die Kanelierungen der Walzen wurde zugleich die Mischung des Kalkes mit dem sandigen Lehm vorgenommen (Taf. LIII, Fig. 8 und 9). Ausser diesen Walzen hat man bei der Jonage-Anlage noch eine Stampfmaschine (Piétineuse, System Bony), welche auf Taf. LIII, Fig. 11 bis 14 dargestellt ist, verwendet. Das Gewicht der Maschine ruht abwechselnd auf einer von den beiden Stampfen, und die Maschine bewegt sich beim Stampfen von selber vorwärts. Die ganze Maschine wiegt 7500 kg. Die zugehörige Dampfmaschine leistet 10 PS_e. Jede Stampfe hat eine Stampffläche von 1,20 m Länge und 0,35 m Breite, also eine Oberfläche von 0,42 qm. Das auf den zu stampfenden Boden zu übertragende Gewicht beträgt ungefähr 1,75 kg/qcm. Bei Verwendung dieser Stampfmaschine musste die Mischung des Kalkpulvers mit dem sandigen Lehm zuvor durch Harken oder eiserne Eggen bewirkt werden[39]).

Bei der Jonage-Anlage sind im ganzen 343000 cbm von solcher Decklage (Corrois) hergestellt. Die Kosten pro cbm haben betragen:

Gegenstand	bei Verwendung von		
	der Dampfzylinderwalze Resal Frs.	Piétineuse Bony Frs.	Pferdewalze Frs.
Ausbreitung des Bodens	0,55	0,55	0,55
Lieferung und Ausbreitung des Kalkes	0,40	0,40	0,40
Mischung des Kalkes und des lehmigen Sandes	—	0,06	0,05
Anfeuchtung	0,05	0,05	0,05
Festwalzen	0,20	—	1,44
Feststampfen	—	0,50	—
Unterhaltung und Abschreibung der Maschinen und Geräte	0,10	0,04	0,01
	1,30	1,60	2,50

38) Beschrieben in Nr. 19 des zweiten Halbjahrbandes 1893 der Ann. d. p. et ch.

39) René Chauvin, Construction du Canal de Jonage. Paris 1902. Librairie polytechnique Ch. Christian Béranger, Rue des Saints-Pères 15.

Die Böschungsflächen über dem höchsten Wasserstande, beziehungsweise oberhalb der Berme, sowie die Aussenböschungen werden meistens mit Mutterboden belegt und mit Gras angesät. Das Ansäen nimmt man am besten bei feuchter Witterung vor und der Samen muss möglichst mit breiten Brettern festgeklopft werden. Ausserdem ist die Bepflanzung der nicht von Wasser berührten Flächen mit Weiden und Akazien sehr zu empfehlen, weil durch das sich sehr verbreitende Wurzelwerk dieser Gesträuche die Festigkeit der Böschungen gegen Ausspülung durch Regengüsse eine sehr grosse wird.

Die Befestigung der Bermen erfolgt am besten durch eine Kieslage. Die Befestigung der Kronen hängt natürlich ganz davon ab, welchen Zwecken dieselben dienen sollen.

Deckungslagen aus Stampfbeton werden meistens aus einer Mischung von 0,80 cbm groben Kies mit Steingrössen von nicht über 5 cm Durchmesser, 0,50 cbm Sand, 100 bis 150 kg hydraulischen Kalk und 100 bis 150 kg Zement auf 1 cbm Stampfbeton hergestellt. Die Stärke der Decklage richtet sich nach der Wassertiefe. Bei Wassertiefen bis zu 3,5 m reicht eine Stärke von 0,20 bis 0,25 m für die Sohle und die unteren Teile der Böschung aus. Für die oberen Teile der Böschung kann man die Betonstärke auf 0,10 bis 0,15 m verringern. Die Hauptsache ist, dass das Material gut gemischt, alsdann so angefeuchtet wird, dass eine plastische Masse entsteht und dass das Material möglichst sofort nach der Mischung eingestampft wird. Es ist in Lagen von nicht mehr als 20 cm Höhe aufzubringen und festzustampfen. Das sorgfältige Stampfen des Betons ist für die Dichtigkeit und Festigkeit der Decklage von ausschlaggebender Bedeutung. Die äussere Holzschalung, welche zur Herstellung des Stampfbetons in der projektmässigen wasserseitigen Böschungsfläche herzustellen ist, muss so sorgfältig ausgeführt werden, dass die Decklage eine gleichmässige Stärke erhält, sowie eine vollkommen ebene Oberfläche. Unter keinen Umständen darf die Betonlage bei Frostwetter, oder wenn Nachtfröste zu befürchten sind, ausgeführt werden. Bei sonnigem Wetter in der heissen Jahreszeit muss die Decklage mehrere Tage hindurch nach Beseitigung der Schalung angefeuchtet oder mit nassen Säcken bedeckt werden, weil sonst leicht durch die schnelle Verdunstung des Wassers im Beton Risse entstehen.

Die auf diese Decklage anzubringende Putzschicht von 1,5 bis 2 cm Stärke wird aus Mörtel in einer Mischung von 350 bis 500 kg hydraulischen Kalk und 350 bis 500 kg Zement auf 1 cbm gewaschenen scharfen Sand hergestellt und durch Reibhölzer oder Bügeleisen geglättet. Wird dieser Putz bei einer Temperatur von 0° und darunter aufgebracht, oder tritt in den nächstfolgenden Nächten nach Fertigstellung des Putzes Frost ein, so löst sich der Putz los und fällt ab. Man muss deshalb bei der Disposition der Gesamtarbeit von vornherein darauf Rücksicht nehmen, dass die Herstellung der Decklage in Beton und ganz besonders die Putzschicht bei gelindem Wetter zur Ausführung kommt. In den ersten 6 bis 8 Tagen nach Herstellung des Putzes ist er auch sehr sorgfältig gegen die Einwirkungen der heissen Sonne zu schützen, weil er sonst stark rissig wird. Am wünschenswertesten ist es, wenn man bald nach dem Abbinden der Putzschicht den Kanal unter Wasser setzen kann.

Bei dem Brückenkanal in Stampfbeton der Anlage Vizzola (Taf. II, Fig. 3) hat sich die Dichtungslage aus Asphalt-Filzplatten bewährt. Es wurden 3 Lagen übereinander aufgebracht. Zunächst wurde die vollständig trockene Fläche des Betons mit Besen und Bürsten auf das sauberste gereinigt und dann mit heissem Asphaltteer bestrichen. Hierauf wurde erst eine Lage Asphaltfilz aufgelegt und befestigt und diese wiederum mit heissem Teer bestrichen und so fort bis 3 Schichten übereinander lagen. Waren 1,0 bis 2,0 lfm. des Profils auf diese Weise mit der im ganzen 3 cm starken Dichtungs-

schicht belegt, so wurde sofort eine 15 cm starke Decklage aus fettem Sandbeton mit Hilfe einer Holzschalung aufgebracht und sorgfältig festgestampft. Diese Schicht blieb solange in der Schalung, bis sie völlig abgebunden war, damit durch die Sonne keine Risse entstehen konnten. Schliesslich ist dann diese Decklage noch mit einem Glattputz versehen. Es ist bei derartigen Arbeiten von besonderer Wichtigkeit, dass der heisse Asphaltteer nicht Zeit hat von den Asphaltschichten abzufliessen, sondern so schnell wie möglich mit der Decklage versehen wird.

Mit besonderer Sorgfalt sind die Anschlüsse von Brückenkanälen an die Einschnitte oder Dämme zu behandeln (Taf. II, Fig. 1). Der Brückenkanal muss sich soweit in den Damm oder Einschnitt fortsetzen, dass die Reibung zwischen Dammaterial und Aussenwandung des Brückenkanals gross genug wird, um die Bildung von Wasseradern zu verhindern. Als ungefähren Anhalt für die Länge, mit welcher der Brückenkanal in den Erdkanal einzugreifen hat, kann man bei Dämmen etwa das 15—20fache, bei Einschnitten etwa das 12—18fache der Wassertiefe im Erdkanal annehmen. Die Pfeilerstellungen des Brückenkanals, deren Fundamentbreiten und Tiefen so zu wählen sind, dass eine Sackung ausgeschlossen ist, gehen schliesslich in eine starke Betondecke über. Zur grösseren Sicherheit wird man meistens aufwärts der Stelle, wo das Profil des Brückenkanals beginnt, wenigstens die Sohle des Kanals und die unteren Teile der Böschungen des Erdprofils mit einer Decklage in Beton von 20 bis 25 cm abdichten.

Bei der Anlage Vizzola gabelt sich beim Beginn des Brückenkanals der Schiffahrtskanal ab (Taf. II, Fig. 1). Man hat zur grösseren Sicherheit aufwärts der ersten Schleuse auf die zur Sohlenbefestigung angelegte 1,0 m starke Betonschicht noch eine Schicht von reinem geschlemmten Ton von 0,25 bis 0,50 m Stärke aufgebracht und diese, um sie vor Auflösung und Fortspülung zu schützen, mit einer Pflasterung von Flachziegel bedeckt.

Um die Reibungswiderstände von Wasseradern längs der Aussenflächen der in das Erdreich einbindenden Mauern des Brückenkanals zu vergrössern, wird man dieselben nicht glatt machen, sondern vielmehr mit kleinen pfeilerartigen Vorsprüngen versehen.

Ein Beispiel für den Anschluss von Brückenkanälen in armiertem Beton an einen festen Endpfeiler zeigt Taf. LIII, Fig. 5.

Wegen weiterer diesbezüglicher Einzelheiten wird auf den zweiten Teil des Handbuches der Ingenieur-Wissenschaften, der Brückenbau, verwiesen.

Bemerkung: Eine Ableitung von Formeln für die Ermittlung des wirtschaftlich günstigsten Querschnitts von Werkkanälen und für das wirtschaftlich günstigste Gefälle unter Berücksichtigung des Nutzwertes und der Betriebskosten konnte vom Verfasser erst während Drucklegung des § 2 vollendet werden. **Es wird deshalb diese Ableitung als Anhang nach § 3 folgen.**

---

§ 3. Schützen.

Hierzu Tafel LIV bis LVI[1]).

Die Besprechungen dieses § sind in folgende Abschnitte eingeteilt:

1. Verschlüsse, welche in ebenen Flächen auf und ab bewegt werden,
   a) Hölzerne Schützen,
   b) Eiserne Schützen,

[1]) Die Abbildungen und Figuren der Tafeln sind angefertigt: z. T. nach der Veröffentlichung von René Chauvin „Construction du Canal de Jonage“; z. T. nach der Veröffentlichung von Th. Turrettini „Usine de Chèvres, Genf 1900“; und z. T. nach der Veröffentlichung der Ingenieure Saldini, Milani, Semenza, Salmojraghi: „Di Alcuni-Impianti pel Trasporto Dell' Energia Elettrica. Il Canale Industriale di Paderno“, — Il Politecnico, Mailand 1898; z. T. schliesslich nach Zeichnungen und Abbildungen, welche dem Verfasser von den Werken freundl. zur Verfügung gestellt wurden.

c) Die statische Berechnung der Schützentafeln,

d) Die Aufzugsvorrichtungen und einige Angaben zu ihrer Berechnung.

2. Glockenschützen,

3. Drehschützen,

4. Selbstwirkende Schützen.

1. Verschlüsse, welche in ebenen Flächen auf und ab bewegt werden. Bei Wasserkraftanlagen ist der bei weitem am häufigsten angewendete Verschluss von Durchflussöffnungen die im Aufrisse rechteckige Schützentafel, welche sich mit ihren beiderseitigen Rändern auf Falzen oder Nuten stützt und in ganz herabgelassenem Zustande auf einer Schwelle aus Holz, Stein oder Eisen aufruht. Meist bewegen sich die Schützen beim Öffnen oder Schliessen der Durchflussöffnungen in lotrechten Ebenen. Wenn es sich aber um Wehröffnungen mit beweglichen Losständern handelt, welche an ihren oberen Enden in wagerechten Scharnieren drehbar sind und bei Hochwasser ganz aus dem Flussprofil entfernt und unter die Bedienungsbrücke emporgezogen werden sollen, stellt man die Losständer auch wohl schräg, um Anschläge und Absätze in der Flusssohle zu vermeiden. Infolgedessen bewegen sich die Schützentafeln auf einer zur wagerechten Ebene spitzwinklig geneigten (im Winkel von 82 bis 85°) Ebene. Ein Beispiel für letzteren Fall bietet das Wehr der Anlage St. Maurice-Lausanne (Taf. XXIX, Fig. 2).

a) **Hölzerne Schützen** finden noch bei Durchflussöffnungen bis zu etwa 5,0 m lichter Weite Verwendung. Bei grösseren Lichtweiten ist zu befürchten, dass sich die Bohlen der Schützentafeln werfen und die Dichtigkeit des Verschlusses leidet. Die einzelnen Bohlen werden mit gehobelter Längsfaser aufeinander gesetzt und mit angearbeiteten Nuten und Federn oder mit eisernen Federn dicht zusammen geschlossen. Durch Holzleisten und Eisenbeschläge oder nur durch letztere werden die Tafeln zusammengehalten. Die Eisenbeschläge dienen zugleich zur Aufnahme der Angriffspunkte für die Aufzugsvorrichtungen (Abb. 261 und S. 455).

Über die Stärke der einzelnen Bohlen entscheidet die statische Berechnung (S. 858). Kleinere Bohlenstärken als 5 cm werden in der Regel nicht verwendet.

Ein Beispiel einfacher hölzerner Schützen bieten die Turbinenkammerverschlüsse der Anlage Marbach-Stuttgart (Taf. LIV, Fig. 1 u. 2). Bei grösseren Wassertiefen als 2,5 bis 3,0 m verteilt man den Gesamtverschluss am besten auf zwei oder mehrere Schützentafeln, welche sich entweder in ein und derselben lotrechten Ebene, wie bei den Einlaufschützen der Anlage Champ (Fure et Morge), (Abb. 122, S. 537) oder wie bei der Wehranlage des Kraftwerkes Sinaja (Taf. LIV, Fig. 3 bis 5) in zwei parallel hintereinander liegenden Ebenen bewegen.

Zweckmässig werden die Höhen der einzelnen Schützentafeln so gewählt, dass der Wasserdruck auf jede ungefähr gleich gross wird, woraus sich ergibt, dass die untere Schützentafel die kleinste Höhe und die oberen entsprechend grössere Höhen zu erhalten haben. In den weitaus meisten Fällen wird man sich auf zwei Schützentafeln übereinander beschränken können. Liegen die beiden Schützentafeln in derselben Ebene, so wird in der Regel, um die zum Aufziehen und besonders zum ersten Anziehen benötigte Kraft zu verringern, die Hebevorrichtung so angeordnet, dass zunächst die oberste Tafel gehoben wird, und erst, wenn diese um ein gewisses Mass gehoben ist, auch die untere Tafel der Bewegung folgen muss, wie z. B. bei den oben erwähnten Einlaufschützen der Anlage Champ (Fure et Morge). Die Wahl der Vorrichtung zum Mitnehmen der zweiten Tafel hängt von der verfügbaren Höhe zwischen dem Griesholm und dem Wasserspiegel ab, und es können die gebräuchlichen Einzelheiten hier wohl als bekannt vorausgesetzt werden.

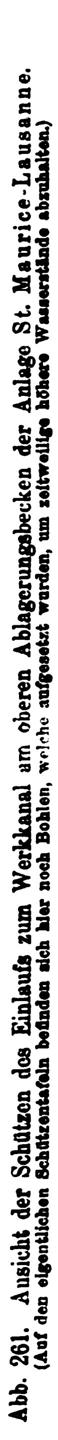


Abb. 261. Ansicht der Schützen des Einlaufs zum Werkkanal am oberen Ablagerungsbecken der Anlage St. Maurice-Lausanne.
(Auf den eigentlichen Schützentafeln befinden sich hier noch Bohlen, welche aufgesetzt wurden, um zeitweilige höhere Wasserstände abzuhalten.)

Bei *Einlaufschützen* empfiehlt es sich im allgemeinen, *zweiteilige Verschlüsse auf zwei parallele lotrechte Ebenen zu verteilen und jeder Tafel eine besondere Aufziehvorrichtung zu geben*, damit man bei niedrigem Wasserstande nur die untere Schütze zu ziehen braucht und sie selbst oder die obere Tafel noch so weit eintauchen lassen kann, dass treibende Gegenstände, ohne unterzutauchen, nicht in den Werkkanal hinein gelangen können. Bei höheren Wasserständen braucht dann unter Umständen nur die obere Tafel gezogen zu werden. Man bemisst die Durchflussweiten zweckmässig so ausreichend, dass die obere Tafel noch 0,50 bis 0,60 m eingetaucht bleiben kann, um auch bei höheren Wasserständen treibende Gegenstände zurückzuhalten. Die geschlossene untere Schütze hat dann die sehr erwünschte Wirkung, dass nur die oberen, weniger mit Sinkstoffen verunreinigten Wasserschichten in den Werkkanal eintreten können (vergl. § 2, S. 802 u. 803).

Auf einer Sohle aus hartem feinkörnigem Gestein bietet eine glatt abgeschliffene Anschlussfläche einen genügend dichten Anschluss. Ist die Sohle aus Beton oder aus weicherem oder aus hartem aber grobkörnigem Gestein hergestellt, so verankert man in derselben am besten ein wenn möglich gehobeltes U- oder I-Eisen, wie zum Beispiel bei den Schützen der Anlage *Marbach-Stuttgart* (Taf. LIV, Fig. 1) — oder man bekleidet die Sohle mit Bohlen und legt auf diese als Anschlussfläche eine gusseiserne oder schmiedeeiserne Platte, wie z. B. bei der Anlage *St. Maurice-Lausanne* (Taf. XXIX, Fig. 2), — oder man verankert in der Sohle einen Fachbaum aus Holz. Im letzteren Falle und ebenso bei hölzernen Wehren lässt man entweder die Schützentafel auf dem gehobelten Fachbaum stumpf aufstossen, sodass Holz auf Holz schliesst, oder man armiert auch hier die Anschlussfläche noch mit einer eisernen Platte. Zu beachten ist aber, dass bei *Grundablassschützen und bei beweglichen Wehren, bei denen das Flussprofil bis zur Sohle gänzlich frei werden soll, an den Anschlussflächen keine vorstehenden scharfen Ecken oder Kanten entstehen dürfen, an welchen Kies oder Sand festgehalten werden können.*

Die Dichtung zweier in einer Ebene übereinander liegender Schützentafeln in der Schlussfuge erfolgt meistens so, dass die gehobelten Langholzflächen stumpf aufeinander ruhen. Bei Schützentafeln, welche sich in zwei hintereinander liegenden lotrechten Ebenen bewegen, wird die Dichtung durch einen schwach keilförmigen Anzug, welchen man den sich berührenden Bohlen der unteren und oberen Tafel gibt, erzielt, oder man stellt die Berührungsflächen aus glatten, am besten auch schwach keilförmig bearteten eisernen Beschlägen her.

Um in den Gleit- und Schlussflächen der Falzen und Nuten die Reibung[2]) hölzerner Schützentafeln zu verringern, versieht man die letzteren meistens mit eisernen

[2]) Reibungszahlen der gleitenden Reibung.

Lfd. Nr.	Reibende Körper		Lage der Faser	Reibungszahlen der gleitenden Bewegung		Reibungszahlen der Ruhe	
				trocken	im Wasser	trocken	im Wasser
1	Holz auf Holz	Eiche auf Eiche	=	0,48	—	0,62	—
			+	0,34	0,25	0,54	0,71
			⊥	0,19	—	0,43	—
2		Tanne, Esche, Buche auf demselben Holz	=	0,38	—	0,53	—

Beschlägen aus Flacheisen. Sind die Falzen oder Nuten selbst in hartem, feinkörnigen Gestein hergestellt und die Anschlussflächen glatt abgearbeitet, so schliessen die eisernen Beschläge der hölzernen Schützentafeln auf Stein dicht genug. Bei Verwendung von Beton, oder weniger hartem, oder hartem, aber grobkörnigem Gestein für die Falzen und Nuten werden die Gleit- und Schlussflächen meistens durch verankerte Eisenplatten oder Walzeisen gebildet, sodass Eisen auf Eisen reibt. Sind die Falzen oder Nuten aus Holz, so versieht man auch die Gleit- und Schlussflächen zweckmässig mit wenn möglich gehobeltem Flacheisen.

Abb. 262. Dichtung und Stützung der Schützen bei der Wehranlage im Weaver Fluss (England).

Eine interessante Art hölzerner zweiteiliger Schützen ist an dem Schützenwehre in der Spree bei Charlottenburg verwendet.

Jede 2,18 m breite und 2.8 m hohe Schütze besteht aus einem oberen und einem unteren Teil. Der letztere ist 0,99 m hoch und durch Scharniere mit dem oberen verbunden. Durch eine Windevorrichtung lässt sich die Schütze, nachdem sie durch Schraubenspindeln über Wasser gehoben ist, um die als Scharniere ausgebildeten Angriffspunkte der Schraubenspindel drehen und unter die Bedienungsbrücke wagrecht aufhängen, wobei der untere Schützenteil umklappt und nach unten hängt[3]).

Bei grossen hölzernen Schützentafeln werden die Reibungswiderstände so bedeutend, dass man die gleitende Reibung durch Verwendung von Rollen oder Walzen in rollende umgestalten muss (S. 865). Ein Beispiel bietet die

Fortsetzung der Note 2.

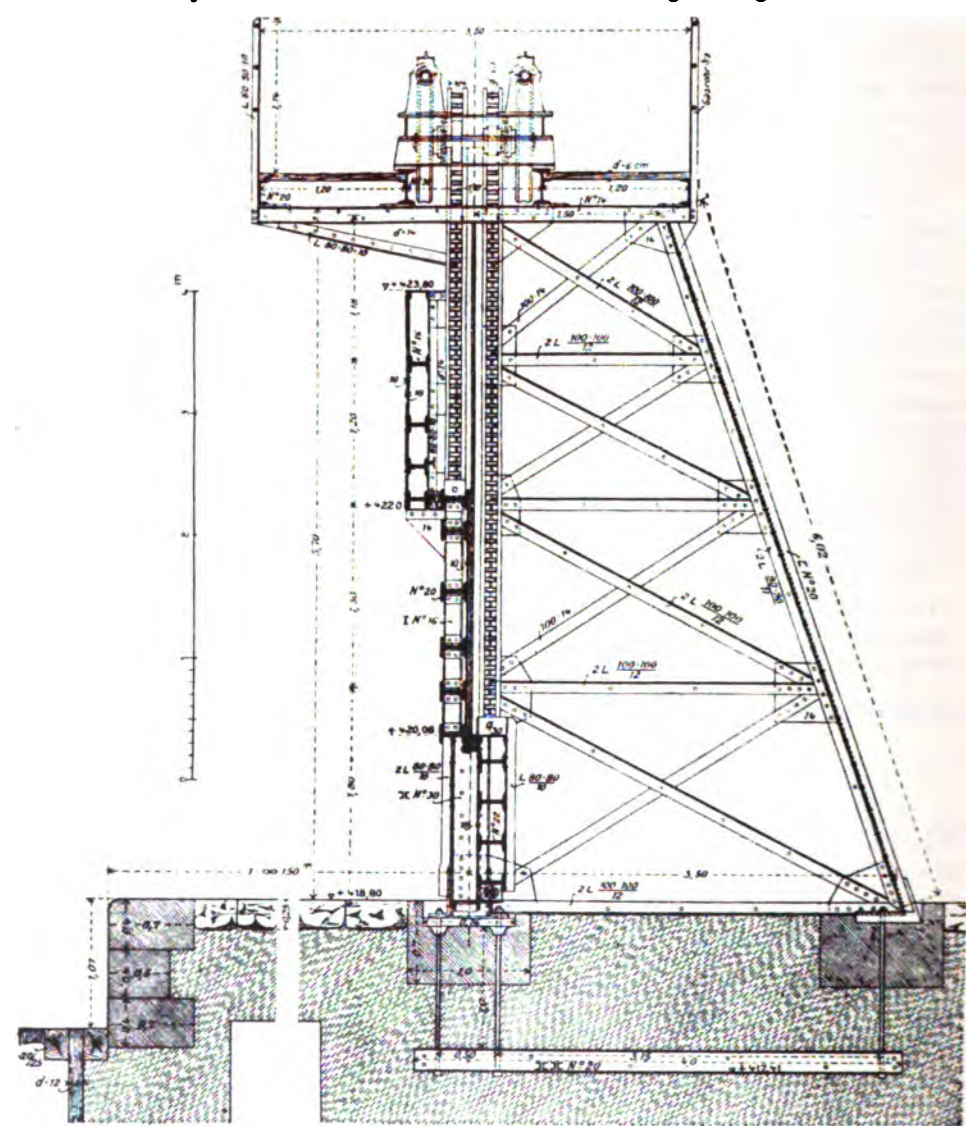
Lfd. Nr.	Reibende Körper		Lage der Faser	Reibungszahlen der gleitende Bewegung		Reibungszahlen der Ruhe	
				trocken	im Wasser	trocken	im Wasser
3		Holz im Mittel	=	0,30	—	0,50	—
4	Holz auf Stein	im Mittel	In dieser Spalte bedeuten = dass die Bewegung in der Richtung der Fasern beider Körper, + dass sie lotrecht zur Faser des gleitenden Körpers, $\perp$ dass sich Hirnholz auf Langholz in der Richtung der Fasern des letzteren bewegen.	—	—	0,60	—
5	Stein auf Stein	im Mittel		—	—	0,63	—
6	Eisen auf Stein	im Mittel		—	—	0,45	—
7	Metall auf Metall	Bronze auf Bronze		0,20	—	0,21	—
8		Bronze auf Gusseisen		0,21	0,31	—	—
9		Bronze auf Schmiedeeisen		0,18	—	0,19	—
10		Gusseisen auf Gusseisen		—	0,31	0,23	—
11		Gusseisen auf Schmiedeeisen		0,18	—	0,19	—
12		Schmiedeeisen auf Schmiedeeisen		0,44	—	0,13	—
13		Stahl auf Stahl		—	—	0,15	—
14		Metall auf Metall im Mittel		0,20	—	0,18	—

[3]) Mohr, Stauanlage in der Spree bei Charlottenburg. Zeitschr. f. Bauw. 1886.

Schützenanlage eines Wehres im Weaverfluss unweit Northwich in England (Abb. 262)[4].

Die hölzerne 4,57 m lange und 3,96 m hohe Schütze D ist durch eiserne, lotrechtstehende Rahmen armiert, deren Rollen auf eisernen Rollbahnen B der steinernen Falzen laufen. Die Dichtung erfolgt

Querschnitt durch die Einlaufschützen der Anlage Wangen.



durch einen lotrechten, hölzernen Dichtungsstab E, welcher, durch eiserne Bügel C in seiner Stellung festgehalten, durch den Wasserdruck gegen die gehobelte Fläche des Stieles F und gegen die Platte a gedrückt wird.

b) Eiserne Schützen. Zu eisernen Schützentafeln wird meistens Schmiedeeisen oder Stahl verwendet. Schützentafeln aus Gusseisen sind der Gefahr des Bruches leichter ausgesetzt, und es macht grosse Schwierigkeiten, die gebrochenen Stücke, welche nicht mehr mit den Aufziehvorrichtungen verbunden sind, herauszubringen.

So hatte man z. B. bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon ursprünglich für das alte Regulierungswerk gusseiserne Schützen verwendet (Taf. LIV, Fig. 6 u. 7), hat aber später, als das beschädigte

[4]) Zentralbl. d. Bauverw. 1885. S. 8 u. 227.

alte Regulierungswerk durch ein neues ersetzt wurde, vorgezogen (S. 518), schmiedeeiserne Kastenschützen zu verwenden, weil die gusseisernen Schützen im Betriebe mehrfach gebrochen waren.

Bei schmiedeeisernen Schützen wird der Wasserdruck auf die Falzen und Nuten durch wagerechte Rippen übertragen, während durch eine vordere Blechhaut, welche unter Umständen noch durch Zwischenkonstruktionen zu verstärken ist, die Dichtung erzielt wird.

Sowohl zur Bildung der Auflagerflächen in den Falzen und Nuten, als auch zur Übertragung des Zuges und Druckes beim Heben und Senken der Tafel werden lotrechte Träger verwendet.

Abb. 263. Schmiedeeiserne Kastenschütze am Unterwasser der Turbinenkammer der Anlage Beznau.



Bei Verteilung der wagerechten Rippen wird man darauf achten, dass jede Rippe ungefähr den gleichen Druck erhält. Infolgedessen liegen die unteren Rippen enger zusammen als die oberen.

Bei eisernen Schützentafeln aus Walzträgern ist die rechteckige Grundrissform die gegebene, wie sie z. B. gewählt wurde bei den Schützen des neuen Regulierungswerkes am rechten Ufer[5]) der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. LV, Fig. 1 u. 2) und bei den Schützen des Einlaufs der Anlage Wangen (Abb. 75, S. 424, welche nebenstehend der Einfachheit halber wiederholt ist). Zum Verschluss der Turbinenkammern am Unterwasser der Anlage Beznau (S. 435) wurden Kastenschützen verwendet (Abb. 263), welche beim Herablassen mit Wasser nach Bedarf gefüllt, und, wenn sie gehoben werden sollen, wieder entleert werden, um den Auftrieb mitwirken zu lassen.

---

[5]) Die erwähnten Schützen von 4,0 m Breite und 3,47 m Höhe schliessen die Öffnungen am rechten Ufer (Taf. XXXIX, Fig. 1 u. 5). Die grösseren Schützentafeln am linken Ufer von 5,440 m Breite und 3,15 m Höhe sind mit genieteten Rippen versehen, deren Höhe an den Enden nur 272 mm, in der Mitte aber 500 mm beträgt, derart, dass der Vordergurt einen stumpfen Winkel bildet, während der flussabwärts gerichtete Gurt geradlinig ist. Es haben gekostet:

Die 6 Schützen am rechten Ufer einschl. Aufzugsvorrichtungen Frs. 80 000
Die übrigen 20 Schützen wie vor . . . . „ 243 000



Abb. 264. Grundablassschützen der Anlage Champ am Drac (Fure et Morge) Isère, Frankreich.

Werden genietete Rippen notwendig, so gibt man ihnen entweder parallele Gurte, oder man macht einen Gurt gerade und den anderen gekrümmt, oder auch beide Gurte gekrümmt. Bei den 4,615 m breiten Schützen der Wehranlage Wangen (Taf. XXII, Fig. 8a u. b, welche nebenstehend wiederholt sind), ist der aufwärts gelegene Gurt gekrümmt. Bei den schon erwähnten Schützen der linken Seite des neuen Regulierungswerkes der Anlage Jonage-Cusset-Lyon bilden die aufwärts gerichteten Gurte stumpfe Winkel, die abwärts gerichteten eine gerade Linie. Bei den Grundablasschützen der Anlage Champ (Fure et Morge) (Abb. 264) ist der Vordergurt geradlinig und der abwärts gerichtete trapezförmig. Fischbauchförmige Träger wurden bei den Schützen der Anlage Morbegno (Taf. XVII, Fig. 1 u. 2) gewählt, um die Gegengewichte beim Aufziehen in den Hohlraum der Schützentafel eintauchen lassen zu können. Gerade Vordergurte und parabolisch gekrümmte Hintergurte zeigen die Rippen bei dem Grundablasschütz der Anlage Avignonnet (Abb. 265) und bei den Wehrschützen der Anlage Chèvres (Taf. LV, Fig. 3 bis 6).

Grundriss der Wehrschützen der Anlage Wangen.

Schnitt a—b.

Abb. 265. Schütze des Grundablasses der Anlage Avignonnet am Drac Isère, Frankreich.

Die Eisenhaut der ebenen vorderen Schlussfläche ist bei den letztgenannten Schützen aus Platten gebildet, welche unten 16 mm und oben 13 mm stark sind. In der Horizontalprojektion liegen 3 Platten nebeneinander, in dem Aufriss 6 Platten übereinander und zwar ist die unterste Plattenreihe 1,60 m hoch, die dann folgende 1,40 m und die 4 obersten 1,50 m hoch. Die Stösse sind durch 170 mm breite Futterbleche gedeckt und durch Nietung verbunden. Die neun Rippen sind so verteilt, dass jeder Gitterträger denselben Druck von ca. 40 t erhält. Der höchste Gesamtdruck auf eine Schütze beträgt $P = \frac{8{,}50^2}{2} \cdot 10 = 361{,}25$ t. An den Enden sind die Träger mit je 2 gusseisernen Lagerstücken versehen, auf welche der Druck durch starke Bolzen übertragen wird. Die Walzenbahn ist an diesen gusseisernen Stücken befestigt, kann sich also etwas drehen, sodass ihre vollkommene Berührung mit den Walzen, von denen noch die Rede sein wird, auch wenn die Schützentafel selbst sich

etwas durchbiegt, gesichert ist. Die an den Schützentafeln auf die beschriebene Weise befestigten Walzenbahnen sind aus je 2 Stücken von zusammen 8,61 m Länge zusammengesetzt.

Die seitliche Führung der eisernen Schützentafel erfolgt meistens in zusammenhängenden Falzen oder Nuten, aber auch mitunter in einzelnen, am Mauerwerk verankerten Führungsstücken, wie z. B. bei den neuen Regulierungsschützen der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. LV, Fig. 1 u. 2). Letztere Art der Führung hat den Vorzug kleineren Materialaufwandes und vielleicht etwas geringerer Reibungswiderstände, erfordert aber natürlich eine besonders sorgfältige Montage der einzelnen Führungsstücke.

Bei mässigen Lichtweiten und Stauhöhen erzielt man die Dichtung in den Nuten und Falzen, indem man die Gleit- und Schlussflächen der Schützentafeln mit Bronzeleisten bekleidet, welche auf den glatten Flächen der in den Falzen oder Nuten verankerten oder verschraubten Flacheisen oder Fassonstücke schliessen. Man bekleidet aber wohl auch noch die Gleitflächen in den Nuten und Falzen ebenfalls mit Bronzeleisten.

Um das Ansaugen der Gleitflächen aneinander zu verhindern, macht man bei eisernen Schützentafeln die bronzenen Leisten der Schützen oder der Falzen oder Nuten in lotrechter Richtung geriffelt, wie es z. B. bei den 4,615 m langen und 2,15 m hohen Wehrschützen der Anlage Wangen geschehen ist (S. 423). Von der Art der Dichtung in den Falzen bei grösseren Lichtweiten und Stauhöhen wird später die Rede sein.

Die Dichtung in der Sohle erfolgt entweder derart, dass die vordere Blechwand durch ein Stahlblech oder ein Walzeisen verstärkt und versteift wird und stumpf auf einer gehobelten Fläche eines verankerten Gusstückes, oder eines Flacheisens oder Walzträgers schliesst, wie z. B. bei der Regulierungsschütze der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. LV, Fig. 2) und bei den Wehrschützen Chèvres (Taf. LV, Fig. 3), oder indem man die Schützen mit der ebenen Fläche einer ganzen Wehrrippe aufruhen lässt, wie bei der Wehrschütze der Anlage Wangen (Taf. XXII, Fig. 4), oder schliesslich, indem man die Schützentafel unten mit einer Holzbohle versieht, wie z. B. bei den Einlaufschützen der Anlage Wangen (Abb. 75 auf S. 424 u. 852).

Die Dichtung zweier in lotrechten Ebenen hintereinander liegenden eisernen Schützentafeln erfolgt entweder wie bei der mehrfach erwähnten Einlaufschütze der Anlage Wangen durch Holzbohlen oder durch eiserne oder besser durch bronzene Dichtungsleisten mit geringem keilförmigen Anzug.

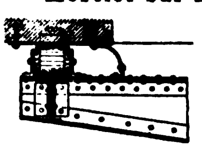
Bei Verwendung genieteter Rippen und der weiter unten beschriebenen Stoneyschen Walzenführung kann man jede lichte Weite, welche sich in der Praxis bei Wasserkraftanlagen als wünschenswert ergeben kann, schliessen und im Bedarfsfalle die Abmessungen von Schützentafeln zweifellos noch erheblich grösser wählen als diejenigen der nachstehend angeführten Beispiele. Man wird aber aus Gründen der grösseren Betriebssicherheit, wenn sonst die Verhältnisse es gestatten, mehreren Schützenöffnungen vor nur einer oder zweien den Vorzug geben, damit wenn eine Schütze den Dienst einmal versagen sollte, immer noch die übrigen für den Durchfluss am Wehre und für den Zufluss zum Krafthause zur Verfügung bleiben.

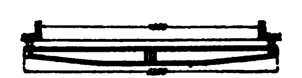
Die lichte Weite der Grundablasschütze der Anlage Champ (Fure et Morge) beträgt 8,0 m bei 1,5 m Tafelhöhe (Abb. 264 u. S. 534). Beim Hauptwehr der Anlage Rheinfelden beträgt die lichte Weite zwischen den Pfeilern einer Schützenöffnung 22,5 m bei 1,5 m Tafelhöhe (Taf. XLVII, Fig. 2—4 und S. 578), bei dem Grundablass der Anlage Avignonnet (Abb. 265 und S. 500) die lichte Weite 10,0 m bei 7,0 m Tafelhöhe. Bei der Anlage Beznau a. d. Aare ist die lichte Weite der Wehröffnungen zwischen

den Pfeilern 15,0 m und die Tafelhöhe 6,3 m (Taf. XXV, Fig. 1 und S. 433). Die Tafelbreite der Regulierungsschützen des Werkkanals der Anlage Sault St. Marie (Michigan, Vereinigte Staaten von N.-Amerika) beträgt 14,6 m bei 8,0 m Höhe (S. 552).

Für grössere Lichtweiten (> 5,5 m) und grössere Wassertiefe (> 3,5 m) ist der Verschluss durch ebene oder geriffelte Gleitbahnen nicht mehr anwendbar, weil die Reibungswiderstände zu gross werden. Man muss deshalb die gleitende Reibung durch rollende ersetzen[6]). Eine derartige Lösung zeigt Abb. 266, welche eine Rollschütze des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes Saut Mortier (Frankreich) darstellt (S. 606 ad 25 der Literaturangaben zu Kap. II).

Abb. 266. Rollenschütze der Wasserkraftanlage Saut Mortier sur Ain.





Der Druck der Schützen auf das Mauerwerk wird durch Rollen übertragen, welche zwischen zwei U-Eisen laufen. Die Dichtung wird hier durch eine gebogene Blechplatte erzielt, welche an einer im Mauerwerk befestigten gehobelten Platte federnd anschliesst und durch den Wasserdruck selbst angepresst wird.

Für grössere Lichtweiten und Druckhöhen ist die Art der Dichtung und die Ausbildung der Walzenbahnen, wie sie nach dem Muster des in dem Kanal Liverpool-Manchester verwendeten, von dem englischen Ingenieur Stoney erdachten Systems für die Wehranlage Chèvres in sehr geschickter Weise Anwendung fand, vorbildlich geworden (Taf. LV, Eig. 3 und 7 bis 12).

In jedem 1,48 m breiten Falz der steinernen Pfeiler ist stromabwärts die gusseiserne Bahn (k) für die Walzenreihe der Aufzugsvorrichtung, stromaufwärts das Führungsstück (l) für den Dichtungsstab fest mit dem Mauerwerk verankert. Jede feste Walzenbahn (k) besteht aus drei Stücken übereinander und ihre Vorderfläche ist so sorgfältig gehobelt und zusammengepasst, dass nirgends auch nur der geringste Vorsprung oder eine Unebenheit vorhanden ist. Auf einer Höhe von 0,25 m von der Sohle aufwärts ist die Walzenbahnfläche unterbrochen und die Vorderfläche nicht mehr parallel zur Wehrachse sondern schräg dazu gestellt, um zu verhindern, dass sich Kies in der Grundfläche des Falzes ansammeln und dann den Schluss der Schütze verhindern kann (Taf. LV, Fig. 10). Diese Massregel ist von besonderer Wichtigkeit. Das der Rollenbahn gegenüberliegende, im Mauerwerk verankerte Dichtungsstück (l) hat nach der Wehröffnung zu eine gehobelte, schräge Fläche, welche mit der gleichfalls gehobelten Dichtungsfläche eines an der Schützentafel selbst befestigten Dichtungsstückes einen spitzen Winkel einschliesst. In den von den beiden Dichtungsflächen gebildeten Winkel legt sich ein kreisrunder Stahlstab, welcher an einem Dreharm beweglich an der Schützentafel hängt und durch den Wasserdruck selbst in den Winkel hineingepresst wird. Die Dichtung durch diesen Stab ist eine ziemlich vollkommene. Das im Mauerwerk des Falzes befestigte Dichtungsstück und die Walzenbahn sind durch gusseiserne Querstücke (m) miteinander verbunden. Je zwei solcher Querstücke eines Pfeilers sind durch lange Bolzen miteinander verankert. Zwischen der an der Schützentafel befestigten und der in dem Mauerwerk des Falzes verankerten Walzenbahn liegt eine zwischen 2 Flacheisen montierte Walzenreihe (w), durch welche der von der Schützentafel aufgenommene Wasserdruck auf das Mauerwerk übertragen wird. Über die eigentliche Aufzugsvorrichtung wird weiter unten näheres mitgeteilt. Hier mag gleich erwähnt werden, dass die Walzenreihe sich mit der halben Geschwindigkeit der Schützentafel selbst bewegt, infolgedessen gegen die letztere zurückbleibt. Die Walzen waren bei der ersten Anlage aus Gusseisen mit stählernen Achsen hergestellt. Bei gezogenen Schützen schlug das Wasser aber mit solcher Gewalt gegen die Walzen, dass die Achsen verbogen und die Walzen selbst zertrümmert wurden. Man hat deshalb neuerdings die alten Walzen ausgewechselt und durch neue aus gehärtetem Stahl mit Bronzeachsen ersetzt. Die Wehrpfeiler wurden bei der ersten Anlage am unteren Teile durch gusseiserne Platten gepanzert, um sie gegen Ausschleifen zu schützen. Man hat neuerdings diese gusseisernen Platten beseitigt und sie durch Stahlplatten ersetzt, welche über den Falz soweit hinwegragen, als es die Schützentafel erlaubt. Auf diese Weise wird bei gehobenen Schützentafeln der Stoss des Wassers von den Falzen abgewiesen.

---

[6]) Vergl. über eiserne Schützenwehre mit Rollen auch Zeitschr. f. Baukunde 1884 S. 325; Zeitschr. f. Bauw. 1884. S. 325—330; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885. S. 106; Zentralbl. d. Bauverw. 1885. S. 227.

Bei Neuanlagen lässt sich die gleiche Wirkung auch erreichen, wenn man dem Mauerwerk des Pfeilers einen Anzug nach innen gibt, sodass die vordere Kante des Falzes gegen die hintere nach dem Innern der Wehröffnung vorspringt. Vorausgesetzt ist hierbei, dass das Steinmaterial des Pfeilers hart genug ist, um die Angriffe des Wassers dauernd aushalten zu können, andernfalls ist hier eine Panzerung wie bei Chèvres wohl zu empfehlen. Hier beträgt nämlich der Wasserdruck in den ersten Momenten nach Beginn der Hebung der Schützen ca. 8,50 m, also die theoretische Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh} \backsim 12{,}8$ m/sek.

Statt des voll abgedrehten Rundstabes ist bei der Anlage Avignonnet ein bronzener Hohlzylinder verwendet.

Da die Fläche des Dichtungsstabes nur klein ist, so ist auch der Wasserdruck auf ihn verhältnismässig klein und deshalb der Reibungswiderstand des Dichtungsstabes beim Aufziehen der Schützentafel unbedeutend.

Die Dichtung der Schützentafel an der Sohle ist bei der Anlage Chèvres durch Gusstücke (d) erzielt, deren Schlussfläche gehobelt ist.

Für jede Öffnung sind zwei Gusstücke (d) von je 5,81 m Länge verwendet, welche je 0,81 m in die Pfeiler eindringen und in der Mitte der Wehröffnung durch Bolzen miteinander verbunden sind. Es versteht sich von selbst, dass die Gusstücke auf das genaueste zusammengepasst und auf das sorgfältigste wagerecht montiert sind, damit die Schlussfläche der Schützentafel sich mit ihnen überall berührt. Die Schlussfläche liegt 25 cm über der Sohle der Wehröffnung. An der abwärts gerichteten Seite der Gusstücke sind grössere viereckige Öffnungen ausgespart, um den Hohlraum unterhalb der Schlussfläche sorgfältig mit Beton ausfüllen zu können. Wichtig ist es, wie bei Chèvres alle Vorsprünge und Ecken, an welchen sich Kies oder Sand lagern könnte, zu vermeiden. Da die eigentliche Schlussfläche mit gut abgerundeten Übergangsflächen 25 cm über der übrigen Sohle der Durchflussöffnung liegt, hält der Strom die Schlussfläche sicher rein.

Nach dem Muster von Chèvres sind die meisten neueren Anlagen von ähnlichen Abmessungen ausgebildet, so z. B. die Schützen der Wehre von Beznau und Hagneck und die Grundablasschützen der Anlagen Avignonnet und Rheinfelden.

c) **Die statische Berechnung der Schützentafeln.** 1. Hölzerne Schützentafeln. Der Wasserdruck in der Tiefe t in m auf einen Streifen der Schützentafel von 1 cm Höhe ist:

$$Z = \frac{t \,.\, l \,.\, 1000}{100 \,.\, 100}\ \text{kg} = 0{,}1\, l\, t\ \text{kg}, \qquad (1)$$

wenn l in cm die Breite der Schützentafel bedeutet und man den Wasserdruck auf 1 cm Höhe gleichmässig verteilt annimmt. Der Druck p auf den lfd. Zentimeter dieses Streifens der Schützentafeln ist also:

$$p = \frac{Z}{l} = 0{,}1\ t\ \text{kg}. \qquad (2)$$

Zur Bestimmung der Bohlendicke e in cm ist zu setzen:

$$\frac{1}{2}\,\frac{p l^2}{4} = {}^1/_6\, \varrho\, b\, e^2, \qquad (3)$$

wobei ϱ = der zulässigen Beanspruchung (für Holz pro qcm = 60 kg), b = dem in Betracht gezogenen Teil der Höhe der Bohle = 1 cm zu setzen ist, also

$$^1/_{20} \,.\, t \,.\, \frac{l^2}{4} = {}^1/_6 \,.\, 60 \,.\, e^2$$

und

$$e = \frac{l}{2} \cdot \sqrt{\frac{6}{20} \cdot \frac{t}{60}} = \frac{l}{20} \cdot \sqrt{\frac{t}{2}}, \qquad (4)$$

worin, wie gesagt e und l in cm, t aber in m auszudrücken sind.

2. Eiserne Schützentafeln. Zur Berechnung der Blechwand einer Schütze, wie derjenigen der Anlage Wangen (s. Abb. auf S. 855), hat man wieder den Wasserdruck p pro cm der Schützentafel auf einen Streifen von 1 lfd. Zentimeter Höhe = 0,1 t

in kg. Für die Tafellänge l in cm wird der Gesamtdruck auf einen Streifen von 1 cm Höhe und bei der Tiefe t in m nach (1) wieder $Z = 0{,}1\, l t$.

Da man bei Schützentafeln stets mit grossen Sicherheiten zu rechnen pflegt, setzt man an Stelle des wirklichen durch ein Trapez darzustellenden Wasserdruckes auf einen Blechstreifen zwischen zwei Rippen ein Rechteck als Druckfigur, indem man annimmt, dass der Wasserdruck gleichmässig verteilt und zwischen zwei Rippen pro qcm so gross wäre, als auf den untersten Streifen der untersuchten Blechtafel.

Bezeichnet man die Höhe der untersten Blechtafel mit m in cm und die höchste Druckhöhe vor der Schützentafel mit t_1 in Metern, so wird $\frac{1}{2} Z \cdot \frac{m^2}{4} = \frac{1}{6} \varrho\, l\, e_1^2$ und nach Einsetzung des Wertes für $Z = 0{,}1\, l t_1$ die Blechstärke e_1 in cm

$$e_1 = \frac{m}{2} \cdot \sqrt{0{,}3 \frac{t_1}{\varrho}} \tag{5}$$

Hierbei darf ϱ zu 700 bis 1000 kg gesetzt und die Höhe m ist in cm, t aber in m auszudrücken. Bezeichnet man mit n die Entfernung der Rippen von Mitte zu Mitte im zweiten Felde, mit o diese Entfernung im dritten Felde usf., so ergibt sich für das zweite Feld

$$e_2 = \frac{n}{2} \cdot \sqrt{\frac{0{,}3 \cdot t_2}{\varrho}}$$

und für das dritte Feld

$$e_3 = \frac{o}{2} \cdot \sqrt{\frac{0{,}3 \cdot t_3}{\varrho}}.$$

Für die Berechnung der Rippen geht man ebenfalls von einem gleichmässig verteilten Wasserdruck aus. Der ganze Druck auf die zweite Rippe von unten des Schnitts a—b der Schütze Wangen (s. Abb. auf S. 855) ist also zum Beispiel

$$\frac{1}{2}\left[0{,}1\, l \cdot t_1 \cdot m + 0{,}1\, l \cdot t_2 \cdot n\right] = 0{,}1\, l \left[\frac{t_1 m + t_2 n}{2}\right];$$

der ganze Druck auf die dritte Rippe von unten $= 0{,}1\, l \left[\frac{t_2 n + t_3 o}{2}\right]$ usf. Da man nun möglichst den Druck auf alle Rippen gleichmässig verteilt, so müssen sein

$$(t_1 m + t_2 \cdot n) = (t_2 n + t_3 \cdot o) = (t_3 o + t_4 q) \text{ usf.}$$

Bezeichnet man das Widerstandsmoment einer untersuchten Rippe in der Mitte mit R, so muss sein

$$R \varrho = \frac{1}{2} p_r \cdot \frac{l^2}{4}, \tag{7}$$

wobei p_r den Gesamtdruck auf einen lfd. cm Länge der Rippe bedeutet,

also $p_r = 0{,}1 \left(\frac{m t_1 + n t_2}{2}\right)$ für das unterste Feld.

Beispiel: Für die zweite Rippe von unten und für $\varrho = 1000$ muss sein:

$$R = \frac{1}{80000} \cdot l^2 \cdot \left[\frac{m t_1 + n t_2}{2}\right] = \frac{461{,}5^2}{80000} \left[\frac{35{,}0 \cdot 4{,}130 \times 40{,}0 \cdot 3{,}78}{2}\right] = 393{,}62 \text{ cm}^3,$$

wenn man einen höchsten Wasserspiegel von rd. 2,0 über O. K. Schützentafel annimmt und den Gegendruck vernachlässigt. Das Widerstandsmoment des tatsächlich verwendeten Profils der Rippe dürfte etwa doppelt so stark gewählt sein, als unter den gemachten Annahmen die obige Rechnung als notwendig ergab.

d) Die Aufzugsvorrichtungen und einige Angaben zu ihrer Berechnung. Bei hölzernen Schützentafeln von grösseren Abmessungen und ebenso bei eisernen Tafeln, welche nicht auf Rollen oder Walzen laufen und deren Heruntergehen durch ihr eigenes

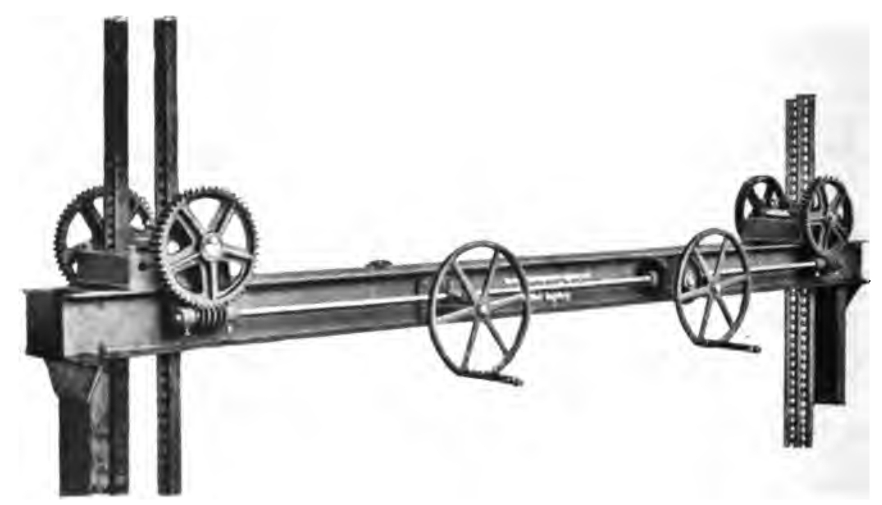
Gewicht nicht zuverlässig gesichert ist, wird das Heben und Senken durch steife Stangen (Leitern, Zahnstangen, Schraubenspindeln, Kolbenstangen etc.) bewirkt, damit man beim Senken der Schützen einen Druck ausüben kann. Einfache Wipphebel oder Ketten, welche sich um eine mittelst Einsteckhebel gedrehte Trommel wickeln (Taf. LI, Fig. 8 u. 9), genügen aber für hölzerne Schützentafeln von kleinen Abmessungen.

Eine einfache Aufziehvorrichtung mit Wipphebel ergibt sich, wenn man eine in der Mittelachse der Schütze befestigte, bis über den Griesholm geführte Holzlatte beiderseitig mit Sprossen versieht und einen gabelförmig endenden Hebel unter die Sprossen greifen lässt. Beim Herunterdrücken des Hebels wird die Schütze jedesmal um etwa 15 cm gehoben. Zum Schutze des Griesholmes legt man auf denselben ein abgerundetes Bohlenstück.

Eine andere ähnliche Aufziehvorrichtung besteht darin, dass man die konvergent nach oben angebrachten Holzleisten zu einer Leiter ausbildet, zwischen deren Sprossen der Wipphebel einfasst.

Bei den hölzernen Schützen am Cavourkanal (Piemont) wurde statt der Leiter eine mit Löchern versehene Eisenstange an den Schützen befestigt. In diese Löcher greifen zwei Haken ein, welche mittelst Scharniers mit dem Ende des kurzen Armes eines eisernen Hebels verbunden sind[7].

Abb. 267. Fallenzug mit doppelter Windevorrichtung des königl. Flussbauamtes Weilheim (Württemberg).



Zahnstangen und Schraubenspindeln werden durch Vorgelege angetrieben, welche meistens aus Zahnrädern und Schnecken zusammengesetzt sind. Taf. LIV, Fig. 1 und 2 zeigen ein einfaches Zahnstangenvorgelege für einzelne Holzschützen vor den Turbinenkammern der Anlage Marbach-Stuttgart, Fig. 3 und 5 desgleichen für eine Doppelfalle am Einlauf des Kraftwerkes bei Sinaja (Rumänien). Abb. 267 stellt einen Fallenzug mit Doppelwindevorrichtung dar, wie er von dem Königlichen Strassen- und Flussbauamt Weilheim, Württemberg, verwendet wurde.

Statt der Kurbel mit einem Handgriff verwendet man auch Räder mit Griffen in Form von Steuerrädern, wie z. B. bei den Turbinenkammerschützen der Anlage Turbigo (Taf. VII, Fig. 1).

Um die Geschwindigkeit der Hebung nach Bedarf beschleunigen zu können, wird oft das Handgetriebe mit einem maschinellen Antriebe so verbunden, dass man nach Wahl den einen oder den anderen Antrieb benutzen kann.

Die einfachste Art des maschinellen Antriebes bietet der Elektromotor. Bei den Fallenaufzügen des Lechwerks-Gersthofen (Abb. 139, S. 563, welche hier

[7]) Hess, Der Cavourkanal, Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873. S. 128.

wiederholt ist)[8]) ist die Einrichtung so getroffen, dass die Triebwelle von zwei zu einer Turbinenkammer gehörigen Schützentafeln beim Motorbetrieb gekuppelt werden kann, sodass beide Schützentafeln gleichzeitig gesenkt und gehoben werden können, während sie beim Handbetrieb unabhängig voneinander sind. Es ist zweckmässig, bei dergleichen Anlagen die Schneckengänge und kleineren Zahnräder in Kapseln einzuschliessen, um sie vor Staub und Regen zu schützen. Bei den Wehrschützen der Anlage Wangen (Taf. LVI, Fig. 3) ist die Anordnung so getroffen, dass man an den Kurbel-Vierkant des Vorgeleges einen auf einem Geleise fahrbaren elektrischen Motor anschliesst und auf diese Weise die einzelnen Schützentafeln nacheinander aufziehen und herunterbringen

Fallenaufzüge mit Elektromotoren an den Turbinenkammern des Lechwerkes Gersthofen.



kann (Abb. 268 u. 269). Für die Stromleitung werden in solchen Fällen besondere Kabel über die Bedienungsbrücke gelegt, an welche der Motor durch Steckkontakte angeschlossen werden kann.

Taf. LVI, Fig. 4 u. 5 stellen ein Vorgelege für die Schützen des neuen Regulierungswerkes der Anlage Jonage-Cusset-Lyon dar, bei welchem durch Ausrückvorrichtungen für den Handbetrieb und den hydraulischen Betrieb drei verschiedene Aufzugsgeschwindigkeiten erzeugt werden können. Der hydraulische Motor ist mit dem Tragebock des Vorgeleges selbst fest verbunden. Das Druckwasser wird durch eine kleine Turbine, welche sich in einem Häuschen am rechten Ufer des Regulierungswerkes befindet, geliefert (S. 515). Eine andere Aufziehvorrichtung derselben Anlage zeigen Taf. LV, Fig. 1 u. 2. Hier werden durch das Handvorgelege zwei röhrenförmige Muttern gedreht, welche mit einem Bund auf dem gusseisernen Führungslager m-n aufruhen. Die

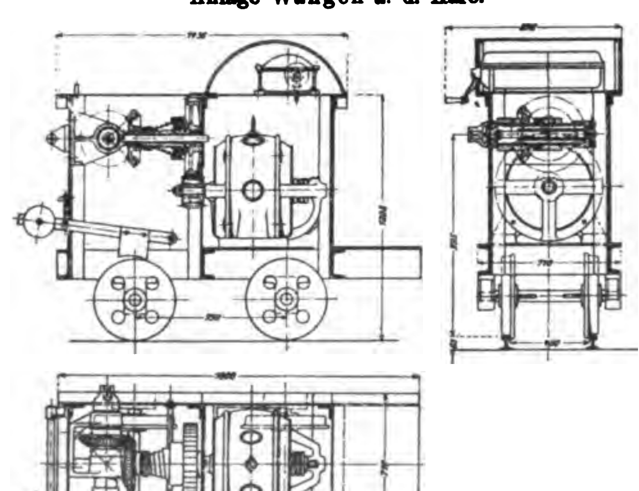
[8]) Geliefert von der Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg A.-G.

bronzenen Spindeln müssen bei Drehung der Muttern gleichmässig auf- bezw. absteigen und die Schützen öffnen und schliessen.

Abb. 268. Aufzugsvorrichtungen für die Wehrschützen der Anlage Wangen a. d. Aare (S. 421 u. ff.).



Abb. 269. Fahrbarer Antriebsmotor für die Wehrschützen der Anlage Wangen a. d. Aare.



Stehen die Losständer, auf denen sich die Schützentafeln bewegen, schräg, so muss auch das Vorgelege eine entsprechend schiefe Lage erhalten, wie es z. B. Abb. 270 zeigt.

Ein Beispiel für Aufzugsvorrichtungen mit nur einer, in der Schwerlinie der Schützentafel angreifenden Stange bietet das Regulierungswerk der Anlage Champ (Fure et Morge, Abb. 122, S. 537).

Bei Aufzugsvorrichtungen mit Vorgelege für Hand und maschinellen Betrieb werden bei weitem am häufigsten je zwei Zahnstangen oder Schraubenspindeln angeordnet, weil hierbei weniger leicht Verklemmungen der Schützen in den Nuten und Falzen als bei nur einer Stange vorkommen, dagegen wird immer nur eine

Stange pro Schütze angewendet, wenn es sich um direkte Hebung der Schützen mittelst Kolbenstangen handelt, welche durch Presswasser oder Pressöl bewegt werden. Eine derartige Einrichtung war bei den gusseisernen Schützen des alten Regulierungswerkes der Anlage Jonage-Cusset-Lyon zur Anwendung gebracht (Taf. LVI, Fig. 6 u. 7).

Ähnlich ist die Hebevorrichtung bei den 6,0 m breiten, eisernen kastenförmigen Schützentafeln vor den Turbinenkammern der Anlage Beznau (Taf. XXIV, Fig. 2 und S. 434). Die in einem Pressölzylinder unter 30 Atmosphären bewegte Kolbenstange greift an die Schütze in der Schwerlinie mit einem Universalgelenk an, um Verklemmungen

Abb. 270. Aufzugsvorrichtungen der hölzernen Wehrschützen der Anlage St. Maurice-Lausanne (S. 455).
Die an der Bedienungsbrücke mit wagerechten Bolzengelenken befestigten eisernen Griessäulen sind mit Hilfe der auf dem Gleise laufenden Bockwinde hochgeklappt und festgemacht. Die am oberen Ende der Griessäulen ruhenden Schützentafeln sind mit Bolzengelenken an den Zahnstangen befestigt, sodass sie mit unter die Brücke geklappt werden können.



und Verbiegungen zu vermeiden (Abb. 271). Ähnlich ist ferner die Aufzugsvorrichtung der Schützen an den Entnahmekanälen bei der Talsperre von Villar (Spanien), wo die vier Schützen, deren Bewegungswiderstände je 8,5 t betragen, durch je eine in einem Druckwasserzylinder von 0,5 m innerem Durchmesser angetriebene Kolbenstange bewegt werden (S. 696).

Bei grossen und schweren eisernen Schützen, welche auf Walzen oder Rollen laufen und durch ihr eigenes Gewicht heruntergehen, werden statt der Zahnstangen Drahtseile verwendet. Letztere laufen über Seiltrommeln und tragen an ihren freien Enden Gegengewichte, welche oft als eiserne, mit Eisenbarren oder mit Sand oder Beton ausgefüllte Kastenträger ausgebildet sind. Beispiele hierfür bieten die Wehrschützen der Anlagen Chèvres (Taf. LV, Fig. 3), Hagneck (Taf. XXXII, Fig. 3 u. 6), Beznau (Taf. XXV, Fig. 1) und die Grundablasschütze der Anlage Avignonnet (Abb. 265, S. 855). Der Antrieb der Seiltrommeln erfolgt durch Zahnrad- und Schneckenvorgelege von Hand oder motorisch. In bezug auf die ganze Aufzugsvorrichtung solcher Schützentafeln kann die Anlage Chèvres wiederum als nachahmenswertes Muster betrachtet werden.

Die Schützentafeln (Taf. LV, Fig. 3, 6, 12 u. 13) werden durch 4 Stahlkabel von 33 mm Durchmesser und zwar je zwei an jedem Ende gehoben. Jedes der zwei Kabeln eines Endes geht über eine an der Schützentafel befestigte Rolle und auf der Bedienungsbrücke über zwei Seiltrommeln. Je vier Seilenden stromaufwärts und stromabwärts tragen ein Gegengewicht. Die oben schon beschriebenen Walzenreihen (n) werden beim Heben der Schützen mitgehoben, aber nur mit der halben Geschwindigkeit. Jede Walze hat eine Länge von 500 mm und einen Durchmesser von 200 mm. Durch die Beschränkung auf die halbe Geschwindigkeit wird das Gleiten der Walzenreihe verhindert und die rollende Bewegung gesichert. Zu dem Zwecke sind zwei an der Bedienungsbrücke festgemachte Stahlseile (p) um die oberste mit zwei Seilnuten versehene Walze gelegt und alsdann über eine Rolle (r) geführt, welche an der Schütze selbst befestigt ist und deren Achse lotrecht zur Achse der Walzenreihe steht. Auf diese Weise muss beim Heben die Walzenreihe die Hälfte des Weges der Schützentafel zurücklegen. Bei der Anlage Chèvres



Abb. 271. Ansicht der Pressölzylinder für die Hebung der Turbinenkammerschützen der Anlage Beznau.



war von vornherein nur Handbetrieb vorgesehen, da man die Hebung damit für die dortigen Wasserverhältnisse der Rhone schnell genug bewirken konnte (S. 867). Bei der Wehrschütze der Anlage Beznau und auch bei der Grundablasschütze der Anlage Avignonnet (Abb. 265, S. 855) ist neben dem Handbetrieb auch motorischer vorgesehen. Die Schützentafel der letztgenannten Anlage ist 10,0 m breit und 7,0 m hoch und kann mit Handbetrieb in ca. $6^1/_2$ Stunden, mit elektromotorischem Antrieb in 1 Stunde und 40 Minuten 7,0 m gehoben werden.

Wegen selbsttätiger Vorrichtungen zum Schliessen von Ausflussöffnungen in Druckkammern wird auf Kap. III, § 2, Werkkanäle S. 829 und auf die diesbezügliche Ergänzung in § 4, Druckrohre (S. 942), verwiesen.

Die zur Hebung einer Schütze erforderliche Zugkraft ergibt sich aus dem Eigengewicht der Schütze Q_2 und den von dem Wasserdruck P abhängigen Reibungsverlusten. Den Wasserdruck P in einer Tiefe t berechnet man bei kleineren und mittleren Schützentafeln so, dass man als Druckfigur statt eines Dreiecks oder eines Trapezes ein Rechteck zugrunde legt von der Höhe der Schützentafel in m und der Grundlinie H in m, wenn H die grösste denkbare Druckhöhe des Wassers bedeutet, welche auf die Schützentafel wirken kann. Bei grösseren Schützen wird dagegen in der Praxis meistens zur Berechnung der Reibungsverluste die theoretisch richtige Druckfigur des Wasserdrucks zugrunde gelegt und, um Zufälligkeiten Rechnung zu tragen, ein ent-

sprechend gross gewählter Reibungsbeiwert in die Rechnung eingeführt. Bei Grundablasschützen in geschiebereichen Flüssen wird man noch die Anfüllung der Sohle vor der Schütze mit Geschiebe voraussetzen müssen, sodass zu dem Wasserdruck noch ein Erddruck hinzukommt, den man am einfachsten berücksichtigt, indem man als Gewicht eines cbm Wassers von der erwähnten Schütze nach unten nicht 1000 kg, sondern 1500 bis 1800 kg annimmt.

Beispiel: Eine Schütze des Grundablasses der Anlage Champ (Abb. 264) ist 8,0 m lang und 1,5 m hoch. Setzt man voraus, dass der höchste Wasserstand 1,0 m höher als die Oberkante der Schütze liegen kann und dass vor der Schliessfläche der letzteren bis zum Rande Geschiebe liegt, so wird der gesamte Druck P gegen die Schütze, wenn man den Gegendruck des Unterwassers auch noch vernachlässigt:

$$P = 8{,}0\left[(1{,}0 \times 1{,}5 \times 1000) + \left(\frac{1{,}5^2}{2} \,.\, 1800\right)\right] \backsimeq 28200 \text{ kg.}$$

Nimmt man als Reibungswert von Eisen auf Eisen (trocken) 0,40 an, um einen weiteren Sicherheitsgrad der Rechnung zu erzielen und setzt das Eigengewicht der Schütze mit 4500 kg ein, so ist zur Hebung der Schütze ein Zug nötig von $Z = 28200 \times 0{,}40 + 4500 = 15780$ kg, sodass auf jede der zwei an den Enden der Schütze angebrachten Zahnstangen 7890 kg entfallen, d. h. bei einer zulässigen Inanspruchnahme von 700 kg/qcm müsste jede Zahnstange einen Querschnitt von $\backsimeq$ 12 qcm haben. Die tatsächlich ausgeführten Zahnstangen sind aus je einem 80 mm hohen stählernen Flacheisen gebildet und durch Backen aus ⊔-Eisen $\frac{140}{52}$ verstärkt. Die Ganghöhe der Zahnstangen beträgt 47 mm.

Abb. 272.

Wird die gleitende Reibung in rollende verwandelt, so wird nach Abb. 272

$$Q \,.\, 2r = f \,.\, P \text{ und } Q = \frac{f \,.\, P}{2r}, \tag{8}$$

wenn P den Gesamtwasserdruck auf die Schütze in kg, r den Halbmesser einer Walze und f den Hebelarm oder die Reibungszahl der rollenden Bewegung in cm bedeuten. Man setzt z. B. für Pockholz auf Pockholz $f = 0{,}047$ cm, für Ulmenholz auf Pockholz $f = 0{,}081$ cm, für Eisen auf Eisen und Stahl auf Stahl bei Schützen im Mittel $f = 0{,}055$ cm.

Die Walzen sind so zu verteilen, dass sie möglichst alle den gleichen Druck p erhalten. Zu dem Zwecke muss nach Abb. 272

$$\left(\frac{t_m \,.\, m + t_n \,.\, n}{2}\right) = \left(\frac{t_n \,.\, n + t_o \,.\, o}{2}\right) = \left(\frac{t_o \,.\, o + t_q \,.\, q}{2}\right)$$

usw. sein.

Greift Q nicht am oberen Rande der Walze an, sondern wie in Abb. 262, S. 851 und Abb. 266, S. 857 in der Achse der Walze, so wird $Q = \frac{P}{r}(f + \mu a)$, worin a den Halbmesser des Zapfens in cm und μ die Reibungszahl der Zapfenreibung (für gut eingeschliffene Stahlzapfen in Bronzelagern ohne Schmierung = 0,08 bis 0,10) bedeuten.

Beispiel: Rechnet man bei den 10,0 m breiten und 8,50 m hohen Schützentafeln der Anlage Chèvres Tafel LV mit einer dreieckigen Druckfigur des Wasserdruckes und nimmt an, dass die höchste Druckhöhe des Wassers gleich der Höhe der Schützentafel ist, so wird $P = \frac{8{,}50^2}{2} \,.\, 10 \,.\, 1000 \text{ kg} = 361250$ kg. Der Durchmesser der Walzen beträgt 20 cm und bei doppelter Sicherheit muss der Zug

$$Q = \frac{2 \,.\, 361250 \,.\, 0{,}055}{20} = 1987 \text{ (rd. 2000) kg sein.}$$

Für eine einfache Windetrommel mit Einsteckhebel nach Abb. 273a gilt zur Berechnung der für die Hebung erforderlichen Kraft die Formel

$$P = \frac{r_2}{r_1} \,.\, \frac{Q}{\eta}, \tag{9}$$

wobei das Güteverhältnis η bei Ketten zu 0,95, bei Seilen je nach der Dicke zu 0,8 bis 0,9 anzunehmen ist. Ein Mann kann hierbei eine Kraft P von ca. 25 kg zur Wirkung bringen.

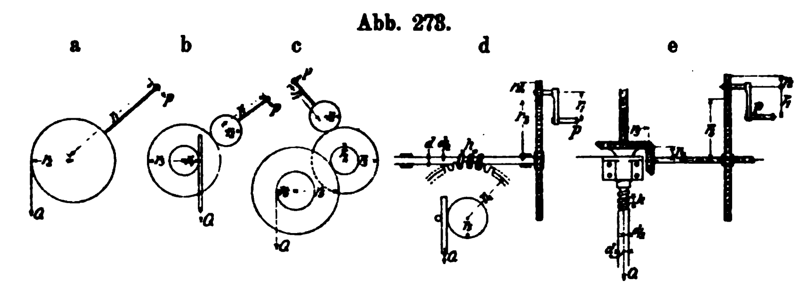
Beim Zahnradvorgelege gilt für jedes Räderpaar an einer Achse mit den Halbmessern der Teilkreise r_n und r_{n+1} gleichfalls Formel (9), wobei P für einen Mann zu 10 bis 15 kg und η für jeden Zahneingriff zu $\cong 0{,}92$ zu setzen ist. Die Kurbel zum Angriff der Kraft P mit dem zugehörigen Zahnrad, — und die Windetrommel mit dem Seil oder das in die Zahnstange eingreifende Zahnrad gelten je als ein Räderpaar. Nach Abb. 273b ist

$$P = \frac{r_2}{r_1} \cdot \frac{r_4}{r_3} \cdot \frac{Q}{0{,}92 \cdot 0{,}92} \tag{10}$$

nach Abb. 273c ist

$$P = \frac{r_2}{r_1} \cdot \frac{r_4}{r_3} \cdot \frac{r_6}{r_5} \cdot \frac{Q}{0{,}92 \cdot 0{,}92 \cdot 0{,}85} \tag{10a}$$

Abb. 273.



Die Anzahl der Zähne beträgt bei kleinen Rädern gewöhnlich nicht unter 7. Das Übersetzungsverhältnis $\frac{r_3}{r_4} = \frac{\text{Anzahl der Zähne am grossen Rad}}{\text{Anzahl der Zähne am kleinen Rad}} = \frac{N}{n}$ schwankt bei Hebevorrichtungen zwischen 3 und 8.

Bei Schrauben oder Schnecken mit rechteckigem Gewinde ist, wenn h die Steighöhe der Schraube und $n = \frac{h}{d\pi}$ das Steigungsverhältnis bedeuten, nach Abb. 273d

$$P = \frac{r_2}{r_1 \cdot 0{,}92} \cdot \frac{h}{2\pi r_3 \eta_s} \cdot \frac{r_5}{r_4 \cdot 0{,}92} \cdot Q \tag{10b}$$

Es wird bei einem Steigungsverhältnis $\frac{h}{d\pi}$ von . . .	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,125
η_s bei einer drehbaren Spindel oder Schnecke . . .	0,218	0,258	0,294	0,326	0,350	0,405	0,457

Bei einem Getriebe mit drehbarer Mutter nach Abb. 273e sind die Werte von η_s nur etwa $^3/_4$ so gross wie bei drehbarer Spindel anzunehmen. Es ist also

$$P = \frac{r_2}{r_1 \cdot 0{,}92} \cdot \frac{r_4}{r_3 \cdot 0{,}92} \cdot \frac{h}{2\pi r_5 \cdot {}^3/_4 \eta_s} \cdot Q \tag{10c}$$

Wenn, wie es in der Regel der Fall ist, durch eine Kurbel gleichzeitig zwei Schraubenspindeln bewegt werden sollen, so wird

$$P = \frac{r_2}{r_1 \cdot 0{,}92} \cdot \frac{r_4}{r_3\, 0{,}92} \cdot \frac{h}{2\pi r_5 \cdot {}^3/_4 \eta_s} \cdot 2Q. \tag{10d}$$

Zur Ermittelung der Geschwindigkeit v_n, mit welcher eine Schütze gehoben werden kann, darf man bei Handbetrieb annehmen, dass der **Handkurbel** eine Umfangsgeschwindigkeit v_1 von 0,6 bis 0,8 m/sek. gegeben werden kann. Bei einem Vorgelege nach Abb. 273c wird $\frac{v_1}{v_6} = \frac{r_1}{r_2} \cdot \frac{r_3}{r_4} \cdot \frac{r_5}{r_6}$ und $v_6 = v_1 \cdot \frac{r_2}{r_1} \cdot \frac{r_4}{r_3} \cdot \frac{r_6}{r_5}$, (11)

wenn v_6 die Hebungsgeschwindigkeit am Seile bedeutet.

Beispiel: Bei der Hebevorrichtung der Anlage Chèvres (Taf. LVI, Fig. 1 und 2) ist der Hebelarm einer Handkurbel a = 0,305 m,
das Zahnrad b hat 17 Zähne, das Triebrad c 85 Zähne,
das Zahnrad d 14 Zähne, das Haupttriebrad e 86 Zähne,
die Winkelräder f und g je 27 Zähne,
das Zahnrad der Windetrommel h 32 Zähne und
der Durchmesser der Seiltrommel ist 0,965 m,
das Steigungsverhältnis $\frac{h}{2r\pi}$ der Schnecke durch den Halbmesser des Winkelrades g ergibt $\frac{1}{27}$.

Danach verhält sich die Umfangsgeschwindigkeit der Handkurbel zur Hebungsgeschwindigkeit also $\frac{v_1}{v_n} = \frac{85 \times 86 \times 32 \times 27}{17 \times 14 \times 27} \times \frac{2 \cdot 0{,}305}{0{,}965} \backsim \frac{620}{1}$ und die Hebungsgeschwindigkeit

$$v_n = \frac{v_1}{620} = \frac{0{,}80}{620} = 0{,}00129 \text{ m/sek.}$$

Die Schütze wird also in 776 Sek. um 1,0 m und in einer Stunde und rd. 5 Min. 5,0 m hoch gehoben. In einer Minute kann eine Schütze 0,00129 60 ≌ 0,077 m gehoben werden. Wenn 2 Mann, welche zur Hebung einer Schütze nötig sind, alle 6 Schützen nacheinander gleichmässig heben sollen, so würden sie in einer Stunde dieselben $\frac{0{,}077 \cdot 60}{6} = 0{,}77$ m heben können. Mit Rücksicht aber auf die Versäumnisse beim Gehen von einer Schütze zur anderen wird man in einem solchen Falle die so ermittelte Zahl etwa mit 0,7 bis 0,8 zu multiplizieren haben, sodass man nur mit einer Hebung der sechs Schützen von rd. 0,58 bis 0,63 m stündlich rechnen könnte.

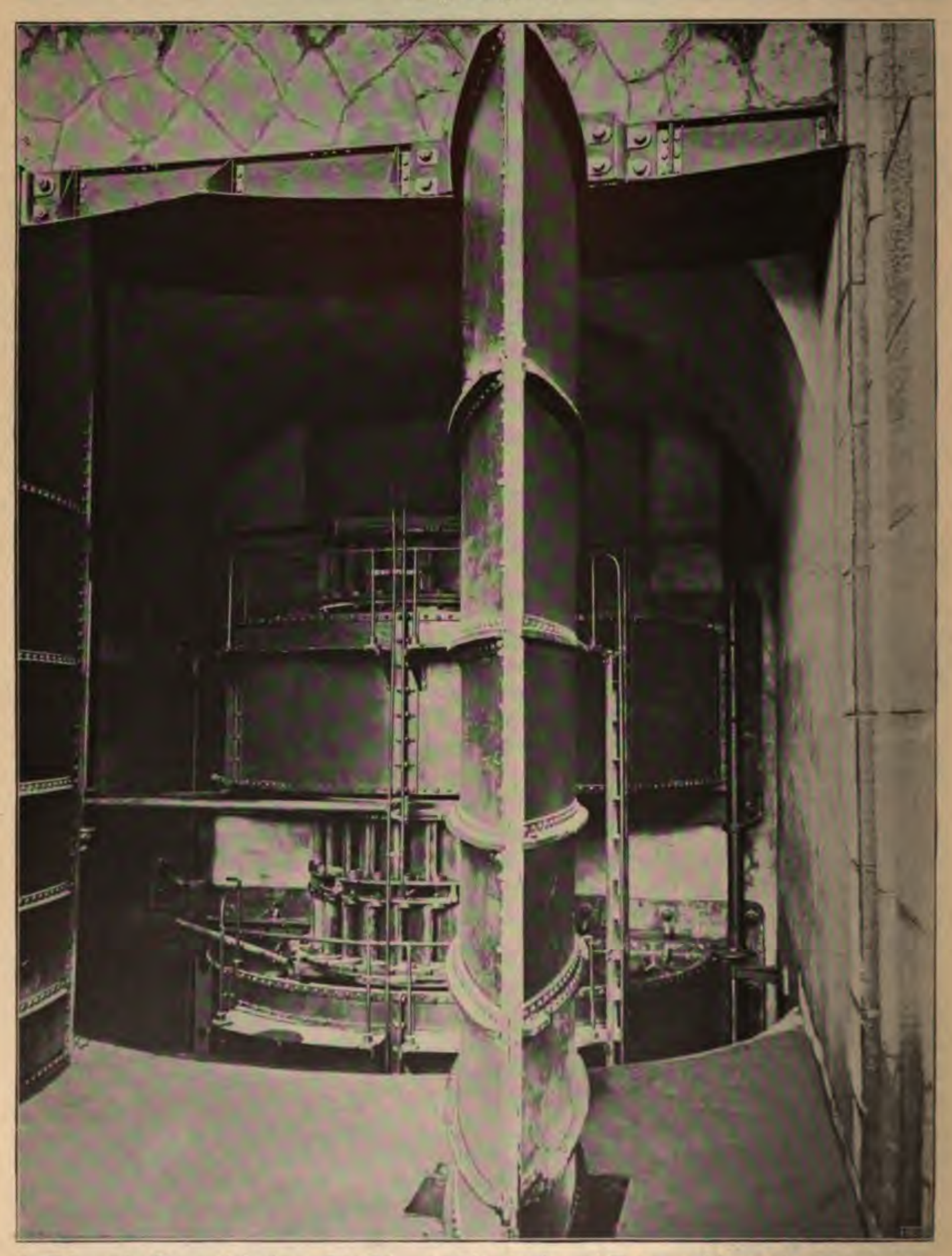
Die verfügbare Zeit zur Hebung von Wehr- und zur Schliessung von Einlaufschützen ergibt sich aus den Beobachtungen des Wasserspiegels im Flusse bei aussergewöhnlichen Hochfluten.

Man wird daraus erkennen, um wieviel cbm/sek. die Wasserführung des Flusses in einer gewissen Zeit anwachsen kann und daraus die Zeit bestimmen, in welcher die Durchflussöffnungen am Wehre freigemacht werden müssen. Umgekehrt wird man aus der Zeit, in welcher der Wasserstand vor Beginn der Hochflut bis zum höchsten Stande steigen kann, die Schnelligkeit bestimmen, mit welcher die Einlaufschützen gedrosselt werden müssen, um die Hochflut vom Werkkanal abzuhalten.

2. Glockenschützen (Zylinderschützen). Bei den Glockenschützen gleicht sich der Wasserdruck auf die zylindrischen lotrechten Schliessflächen vollkommen aus, sodass von den Aufzugsvorrichtungen nur der lotrechte Wasserdruck zu überwinden ist. Ein gutes Beispiel bieten die Glockenschützen in den Turbinenkammern der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. LVII, Fig. 1—5 und Taf. XL, Fig. 4).

Die kreisrunde Durchflussöffnung im Boden hat einen Durchmesser von 3,0 m bei den 16 grossen Schützen und von 2,0 m bei den kleinen Schützen. Jede Glockenschütze besteht aus einem gusseisernen festen Deckel und einer beweglichen Trommel. Der kalottenförmige Deckel ist durch 12 Stehbolzen (A) auf dem Sitzring verankert. Letzterer ruht auf dem Beton und ist mit diesem durch Anker in feste Verbindung gebracht. Die bewegliche Trommel T legt sich mittelst Ringe (b') aus weichem Metall (Legierung von Blei und Antimon) sowohl oben auf den Deckel als auch unten auf den Sitzring. Um Wasserschläge gegen die Trommel bei zu schnellem Heben zu vermeiden, ist auf dem festen Deckel ein Sitzventil s angebracht, durch welches das Turbinenrohr, das Turbinengehäuse und die Glocke bei geschlossener Glockenschütze und geleertem Turbinengehäuse zunächst vollgefüllt werden können, ehe

Abb. 274. Ansicht einer doppelflügligen Torhälfte des Drehtores vor den Turbinenkammern der Anlage Hagneck.



die Hebung der Trommel beginnt. Die Hebung erfolgt durch zwei Ketten, welche an der Mitte je eines Balanciers BB, Fig. 2 angreifen. Zu dem Schnitt a—o—b ist zu bemerken, dass er zwar den Schnitt durch den Punkt b der Fig. 1, trotzdem aber auch den Aufriss des Balanciers mit der Kette und den vollen Durchmesser der Glocke zeigt.

Die zwei Aufzugsketten laufen je über drei Führungsrollen und sind mit einem Gegengewicht (Fig. 4 und 5) verbunden, welches den grössten Teil des Eigengewichtes der Trommel ausbalanziert. An das Gegengewicht greift die Gallsche Kette an, durch welche die Glocke gehoben wird. Auf diese Weise kann jede Trommel durch ein einfaches Handvorgelege schnell und leicht gehoben werden. Das kleine Sitzventil wird gleichfalls mittelst Seilübertragung im Innern des Maschinenhauses bedient. Die 16 grossen Schützen mit 3 m Dm. haben einschliesslich der Aufzugsvorrichtungen und allem Zubehör Frs. 111 118, die 3 kleinen Schützen mit 2 m Dm. Frs. 13 400 gekostet.

3. Drehschützen. Bei den Drehschützen wirkt der Wasserdruck auf Schliessung hin. Sie haben entweder lotrechte oder wagerechte Drehachsen.

Drehschützen oder Drehtore mit lotrechten Drehachsen und einflügligen Torhälften wurden z. B. als Verschluss des Werkkanals der Wasserkraftanlage Paderno a. d. Adda verwendet (S. 21, 25, 606 und 652 sowie Taf. LVII, Fig. 6—8)[9].

Bei dieser Anlage sollen die Drehtore das Hochwasser in der Adda vom Werkkanal abhalten, aber keinen vollkommenen Verschluss bilden, sondern es soll zwischen den Vorderkanten in der ganz ausgeschwenkten Lage der Torhälften immer noch ein Durchflusspalt von 1,50 m lichter Weite verbleiben, welcher als ausreichend berechnet war, um beim höchsten Wasserstand der Adda das erforderliche Betriebswasser durchzulassen. Die Konstruktionseinzelheiten und auch die Art des Bewegungsantriebes gehen aus den Figuren deutlich genug hervor.

Zu derselben Gattung von Drehschützen gehören auch die Stemmtore von Schiffsschleusen.

Drehtore mit lotrechten Drehachsen und zweiflügligen Torhälften sind u. a. bei der Anlage Hagneck[10]) als Verschlüsse der im lichten 6,0 m weiten Turbinenkammern verwendet.

Die Drehachse je einer Torhälfte sitzt derart zwischen den beiden Flügeln, dass der Wasserdruck auf den einen (äusseren) Flügel grösser ist als auf den anderen (inneren) und auf diese Weise selbstwirkend einen dichten Verschluss herstellt (Abb. 274, vergl. ferner Abb. 94, S. 476 und Taf. XXXIII, Fig. 2 u. 5). Die geöffneten Tore stehen mit ihrer wagerechten Mittellinie parallel zur Stromrichtung des Wassers. Im geschlossenen Zustande schliessen die inneren Enden der beiden Torhälften gegeneinader und die äusseren Enden je in einem Mauerfalz. Das Getriebe zum Öffnen und Schliessen der Tore greift mit einem einarmigen Hebel an die Drehachse an und durch eine Kuppelvorrichtung kann das Getriebe von je zwei Torhälften an eine gemeinschaftliche Transmissionswelle angeschlossen werden. Da nur der Unterschied der Wasserdrücke auf die Flügel je einer Torhälfte zu überwinden ist, erfolgt das Öffnen und Schliessen leicht und schnell (1 bis 1½ Minuten).

In ähnlicher Weise sind die zwanzig 5,50 m breiten Turbinenkammern der Anlage Rheinfelden (S. 581 u. Taf. XLVII, Fig. 5) durch zweiflügelige Drehtore aus Stahl geschlossen.

Jede Torhälfte ist 5,0 m hoch und 2,75 m breit. Der höchste Wasserdruck auf ein geschlossenes Tor beträgt rd. 70 t. Die Drehzapfen sind oben an der Eisenkonstruktion, welche die vordere Wand des Maschinenhauses trägt, verankert. Der Bewegungsantrieb erfolgt durch Handräder auf der Bedienungsgalerie des Maschinensaales und greift am wagerechten oberen Ende des äusseren Flügels jeder Torhälfte an. Die vorderen lotrechten Endflächen der äusseren Flügel beider Torhälften stemmen sich im geschlossenen Zustande gegeneinander, während die inneren Endflächen in Mauerfalzen schliessen. Auch hier ist nur der Druckunterschied auf die beiden Flügel einer Torhälfte zu überwinden und die Öffnung und Schliessung kann leicht und schnell bewirkt werden. Aber die Dichtigkeit des Verschlusses soll mangelhaft sein, sodass bei Reparaturen in einer Turbinenkammer die Abdichtung doch noch durch Dammbalken erfolgen muss.

Drehtore mit wagerechten Achsen wurden bei der Anlage Chèvres zum Verschluss der Turbinenkammern verwendet.

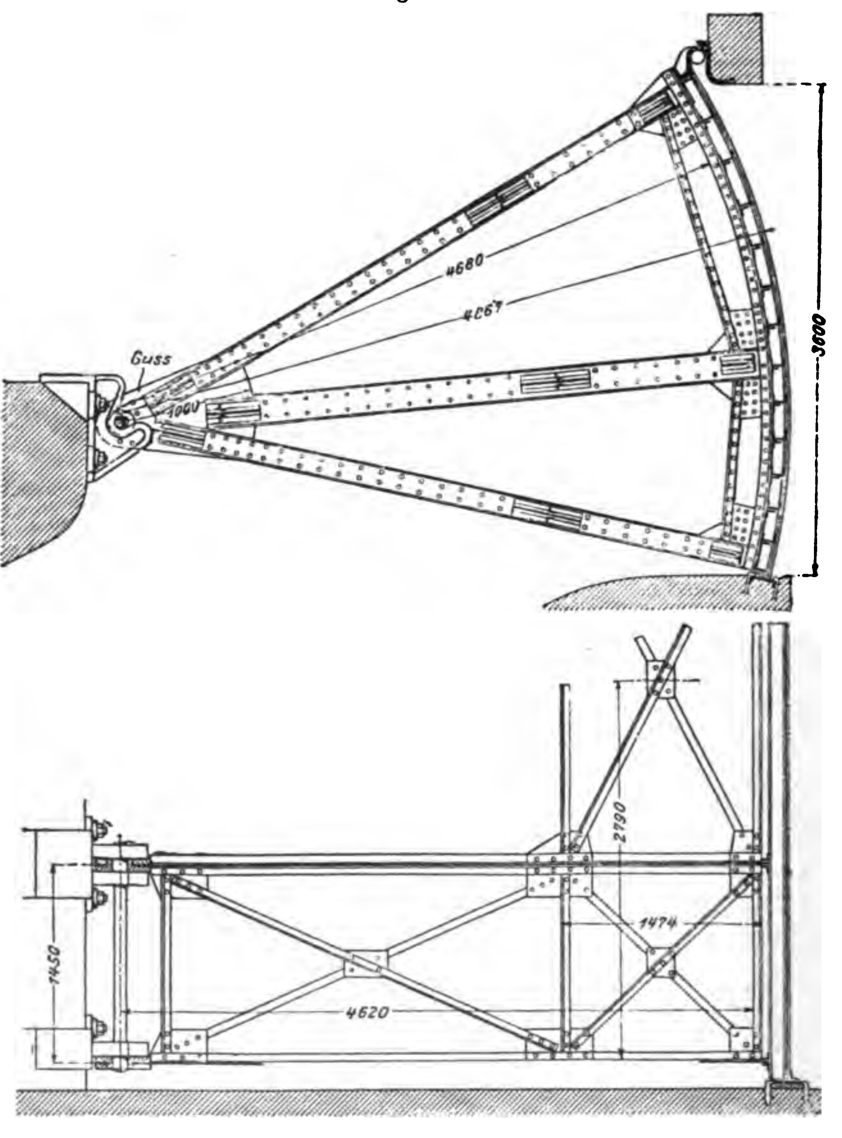
---

[9]) Il Politecnico. Mailand 1899. Il Canale Industriale di Paderno. Di Alcuni-Impianti pel Trasporto del Energia Elettrica per cura degli Ingg. Saldini, Milani, Semenza, Salmojraghi.

[10]) Geliefert von Theodor Bell & Co. in Krienz (Schweiz).

Jedes Drehtor dreht sich um 4 wagerechte Bolzen-Scharniere (Abb. 275 u. 276 u. Taf. XXVIII, Fig. 1 u. 3). Im geschlossenen Zustande ruht das Tor auf einem gehobelten Profileisen. In die Seitenwände der abzuschliessenden Kammer sind entsprechend der Zylinderfläche der Drehschütze Flacheisen mit gehobelter Vorderfläche eingelassen und verankert, an welcher die Dichtungsleisten der Drehschütze schliessen. Alle übrigen Teile der Schütze sind mindestens 6 mm von der Mauer entfernt, so-dass Reibung nur an den Dichtungsleisten stattfindet. Die obere Dichtung wird in ähnlicher Weise wie

Abb. 275 und 276. Drehschütze mit wagerechten Drehachsen zum Verschluss der Turbinenkammern der Anlage Chèvres.



bei den Wehrschützen von Chèvres durch einen zylindrischen Eisenstab zwischen 2 spitzwinklig zueinander stehenden gehobelten Flächen hergestellt. Die Hebung der Drehschützen wird durch eine Kette bewirkt, welche sich um eine Trommel aufwickelt und zwar bei den zuerst eingebauten Schützen nach Abb. 277 und bei den später eingebauten nach Taf. XXVIII, Fig. 1. Eine gemeinschaftliche Welle, welche durch einen Elektromotor angetrieben wird (Taf. XXVIII, Fig. 3), kann alle Kettentrommeln in Bewegung setzen und zwar im aufwickelnden oder abwickelnden Sinne, je nachdem das eine oder das andere Wickelrad eingerückt wird (Abb. 278). Unabhängig von der gemeinschaftlichen Transmissionswelle kann dann auch noch jede Drehschütze von Hand angetrieben werden. Die vollkommene Hebung eines

Drehtores dauert 5 Minuten, die Schliessung kann in der Hälfte der Zeit erfolgen. Der Zug in der Kette beträgt 5328 kg.

4. Selbsttätig wirkende Schützen. Zu dieser Gruppe gehören die Klappen-Wehre, welche sich bei einem gewissen Wasserstande selbstwirkend umlegen und die Durchflussöffnung ganz oder teilweise freigeben. Bei den Klappenwehren nach Chanoine (S. 654) könnte man die Klappen selbstwirkend machen, wenn die Streben, welche die Klappen im aufgerichteten Zustande stützen, etwa mit Hilfe einer von einem Schwimmer mit Rolle und Gegengewicht angetriebenen Zahnstange aus ihren Stützpunkten in den Eisenschuhen herausgezogen würden[11]).

Ebenso hierher gehören die Klappenwehre nach dem Muster des Krantzschen Wehres bei Dinant in der Maas (Belgien) (S. 654), bei welchem die wagerechte Dreh-

Abb. 277. Aufzugsvorrichtung der Drehschützen vor den Turbinenkammern von Chèvres.

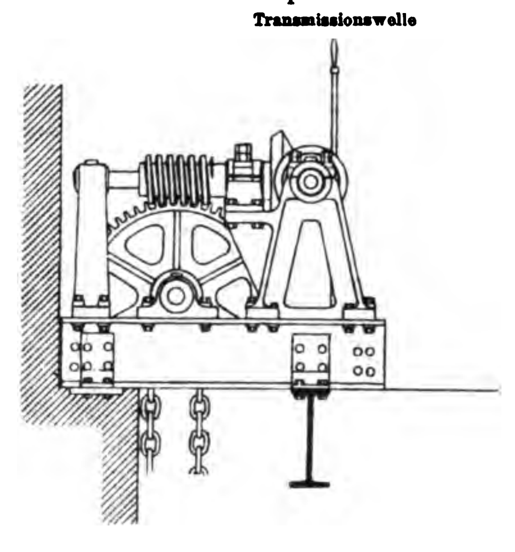


Abb. 278. Schneckenantrieb der Aufzugsvorrichtung zu Abb. 277 mit dem Hebel zum Einrücken der Winkelräder auf der Haupttransmissionswelle.

achse der Schützentafel so tief liegt, dass der Wasserdruck auf den oberen Teil der Tafel bei Überschreitung eines gewissen Wasserstandes grösser wird als auf den unteren und die Klappe sich deshalb umlegt. Macht man den unteren Klappenteil schwerer als den oberen, so kann der Wasserdruck bei sinkendem Wasserspiegel die Klappen auch selbsttätig wieder schliessen.

Selbsttätig auf Öffnen und Schliessen wirken auch die Doellschen Schmetterlings-Klappen (S. 654)[12]).

Für Wasserkraftanlagen sind alle derartigen Konstruktionen bisher sehr selten zur Ausführung gekommen, da sie erstens immerhin unsicher in ihrer Wirkung sind und zweitens zu wenig dicht schliessen.

Um aus regulierten Seen, Talsperren oder Stauweihern je nach dem Wasserstande im Becken bestimmte Wassermengen selbstwirkend abfliessen zu lassen, sind eine ganze

---

11) J. Schlichting, Handb. d. Ing.-Wissensch. 1892. Dritter Band, Wasserbau, Erste Abt. I. Hälfte. S. 304. Fig. 58 und Taf. XII, Fig. 15—18.

12) Wie ad 11 S. 306, Fig. 59a und b.

Reihe selbstwirkender Schützen mit lotrecht auf- und abbewegten Schützentafeln konstruiert[18]), so u. a. von Carnot für die Regulierung des Lac d'Annecy (S. 224), von Chauvillerain für eine konstante Wassermenge von 400 l/sek. bei schwankendem Wasserspiegel und von Lecoultre und Konsorten für die Regulierung der Lacs de Joux et Brennet (S. 226 u. 463). Aber alle derartigen Vorrichtungen haben sich entweder bereits als nicht ausreichend sicher herausgestellt oder es liegen noch keine längeren Erfahrungen, welche einen günstigen Schluss zuliessen, mit ihnen vor.

Nachtrag zu § 2, Werkkanäle

(eingeschaltet zu denken auf S. 786 vorletzte Zeile).

Ableitung von Formeln für die Ermittlung des wirtschaftlich günstigsten Querschnitts von Werkkanälen und für das wirtschaftlich günstigste Gefälle unter Berücksichtigung des Nutzwertes und der Betriebskosten (vergl. Bemerkung S. 847).

Nach der allgemeinen Geschwindigkeitsformel ist

$$v = \frac{Q}{F} = c\sqrt{RJ}.$$

Wenn v in m/sek., Q in cbm/sek., F in qm und R in m ausgedrückt werden, dann ist auf 1,0 m Kanallänge der Gefällverlust

$$J = \frac{Q^2}{F^2 c^2 R} \text{ in m,} \tag{1}$$

also der Verlust auf L m Länge: $H = \frac{Q^2}{F^2 c^2 R} . L$ in m. (2)

Der durch diesen Gefällverlust verursachte Verlust an nutzbarer Arbeit in den Turbinen ist, wenn η den Wirkungsgrad der Turbinen (meistens gleich 0,75 bis 0,80 zu setzen) und 1000 kg das Gewicht eines cbm Wassers bedeuten:

$$V = \frac{Q^2}{F^2 c^2 R} L . \frac{Q . 1000 . \eta}{75} \text{ in } PS_e. \tag{3}$$

Wird jährlich während a Stunden durchschnittlich mit Q cbm/sek. gearbeitet und bezeichnet $\varkappa$ in Mark den Nutzwert (Einnahme weniger Ausgabe) einer PS_e-Stunde, so gehen jährlich verloren:

$$A = \frac{L}{F^2} . \frac{Q^2 a . 1000 . \eta . \varkappa}{c^2 . R . 75} \text{ in Mark} \tag{4}$$

und wenn man für den zweiten Faktor zur vorläufigen Vereinfachung der Schreibweise ζ einsetzt

$$A = \frac{L}{F^2} \zeta \text{ in Mark.} \tag{5}$$

Man kann nun auch für eine bestimmte Gattung des Querprofils eines Werkkanals die Baukosten pro lfm. als Funktion von F darstellen. Denn, wenn man die Kosten K in Mark eines entworfenen Querprofils pro lfm. berechnet hat, so kann man sie für eine bestimmte Strecke durch $F . \varkappa_1$ in Mark ausdrücken, wenn $\varkappa_1$ in Mark die Kosten

---

[18]) Albert Crolard: Régularisation du débit des cours d'eau par le moyen des lacs ou des réservoirs artificiels. Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche. Grenoble 1902. I. Vol. S. 208

pro qm/lfm. des **benetzten** Querschnitts bedeuten. Allerdings ist das nur solange zulässig als die Arten der Sohlen- und Böschungsbefestigung, der Dichtung etc. dieselben bleiben und solange als man angenähert auf der betrachteten Strecke (von der Länge L) gleichbleibende durchschnittliche Boden- und Transportverhältnisse, gleiche Grundwasserstände, gleiche Art der Bodenunterbringung etc. annehmen darf. Es wird aber fast immer möglich sein, einen Werkkanal in einige Strecken zu zerlegen, derart, dass für jede Strecke die obigen Voraussetzungen zutreffen.

Die jährlichen direkten und indirekten Betriebskosten setzen sich zusammen aus den Kosten für Verzinsung (in der Regel 4,5%), für Tilgung (bei Tilgung in 50 Jahren etwa 0,7%), für Erneuerung, Unterhaltung und Bedienung (in der Regel etwa 1%) und wenn diese jährlichen Betriebskosten in Prozenten ausgedrückt mit ε bezeichnet werden, so lassen sich die jährlichen Betriebskosten des Werkkanals ausdrücken durch

$$A_1 = F\varkappa_1\varepsilon \,.\, L = F\xi L \text{ in Mark.} \qquad (6)$$

Es müssen nun für das günstigste Profil

$$A + A_1 = \frac{L}{F^2}\zeta + F\xi L \qquad (7)$$

zu einem Minimum werden und man hat daher den ersten Differentialquotienten nach F gleich 0 zu setzen, also $0 = -\frac{2\zeta}{F^3} + \xi$. (8)

Wie man leicht übersieht, liefert die Bildung des zweiten Differentialquotienten einen positiven Wert, also gibt Gleichung (8) ein Minimum. Es wird also der günstigste Querschnitt

$$F = \sqrt[3]{\frac{2\zeta}{\xi}} = Q\sqrt[3]{\frac{2a \,.\, 1000 \,.\, \eta \,.\, \varkappa}{c^2 R\, 75 \,.\, \varkappa_1 \,.\, \varepsilon}} \qquad (9)$$

Da nach Gleichung (1) $J = \frac{Q^2}{F^2 c^2 R}$, so ist unter Berücksichtigung von Gleichung (9)

$$J = \frac{1}{\left[\frac{26{,}666 \,.\, a \,.\, \eta \,.\, \varkappa}{\varkappa_1 \,.\, \varepsilon}\right]^{2/3} . \,(c^2 \,.\, R)^{1/3}}, \qquad (10)$$

welche Gleichung sich zur direkten Berechnung eines ersten Annäherungswertes für das wirtschaftlich günstigste Gefälle benutzen lässt, wenn man für R eine vorläufige Annahme macht.

Wenn die sekundliche Wassermenge Q, wie es fast immer der Fall ist, während eines durchschnittlichen Betriebsjahres in weiten Grenzen schwankt, so ist in Gleichung (4) anstatt Q^3a, einzusetzen $Q^3{}_1a_1 + Q_2{}^3a_2 + Q^3{}_3a_3 + \ldots Q^3{}_n \,.\, a_n$ worin Q_1, Q_2, Q_3, ... Q_n diejenigen sekl. Wassermengen bedeuten, welche während a_1, a_2, a_3 ... a_n Stunden jährlich verfügbar sind.

Die Geschwindigkeiten im Werkkanal, also auch die Gefälle werden sich den Wassermengen Q entsprechend ändern. Da aber die **mittlere Füllung** meistens nicht sehr erheblich schwanken wird, kann man R für die Zwecke der vorliegenden Rechnung ohne zu grosse Fehler zunächst trotzdem auch als konstant einführen und wenn nötig, nach Erzielung eines ersten Resultats für F die Rechnung mit einem genaueren R wiederholen usf. Da ferner nach **Bazin** c vom Gefälle nicht abhängig ist und die Bestimmung seines Wertes immer unsicher bleibt, so kann es als statthaft gelten, auch c als konstant anzunehmen. Meistens schwankt auch der Wirkungsgrad gut gebauter moderner Turbinen zwischen halber Belastung bis zur Vollbelastung nur in engen Grenzen, sodass auch hierfür ein passend gewählter Wert als konstant angenommen werden darf.

Im übrigen ändern sich die Verhältnisse nicht und es kann der günstigste mittlere Wert für F aus Gleichung (9) gefunden werden, indem man setzt

$$F = \sqrt[3]{\frac{2\,[Q_1{}^3 a_1 + Q_2{}^3 a_2 + Q_3{}^3 a_3 + \ldots Q_n{}^3 a_n]\,.\,1000\,.\,\eta\,.\,\varkappa}{c^2\,.\,R\,.\,75\,.\,\varkappa_1\,.\,\varepsilon}}. \tag{11}$$

Ein Mittelwert für Q lässt sich aus (11) und (9) berechnen, wenn man für a in Gleichung (9) den Wert $(a_1 + a_2 + a_3 + \ldots a_n) = a$ einsetzt

$$Q = \frac{F}{\sqrt[3]{\dfrac{2\,.\,a\,.\,1000\,\eta\,.\,\varkappa}{c^2 R\,.\,75\,.\,\varkappa_1\,.\,\varepsilon}}} = \sqrt[3]{\frac{Q_1{}^3 a_1 + Q_2{}^3 a_2 + Q_3{}^3 a_3 + \ldots Q_n{}^3 a_n}{(a_1 + a_2 + a_3 + \ldots a_n)}} \tag{12}$$

wonach dann ein mittleres Gefälle J nach Gleichung (10) berechnet werden könnte. Die einzelnen, den verschiedenen Werten von Q_1, Q_2, Q_3 usf. entsprechenden Gefälle J_1, J_2, J_3 . . etc. ergeben sich aus $J = \frac{Q_1{}^2}{F^2\,.\,c^2\,.\,R}$; $J_2 = \frac{Q_2{}^2}{F^2 c^2 R}$ etc.

Beispiel: Bei der Anlage Les Clées (Tabelle VIII, S. 780) sei die durchschnittliche Wassermenge des durchschnittlichen Jahres 4 cbm/sek., der Nutzwert einer PS_e-Stunde sei zu 0,025 Mark, die jährliche Betriebsdauer a zu 3000 Stunden, der Wirkungsgrad der Turbinen zu 0,75, c zu 72, R vorläufig zu 0,666, die Kosten $\varkappa_1$ pro qm Querschnittfläche und 1 lfm. Kanallänge mit Rücksicht auf den streckenweisen Felsausbruch und die Auskleidung der Wandungen mit Beton zu 25 Mk. und $\varepsilon = \frac{6{,}2}{100} = 0{,}062$ angenommen, dann ist der wirtschaftlich günstigste Querschnitt nach Formel (9)

$$F = 4\,\sqrt[3]{\frac{26{,}666\,.\,3000\,.\,0{,}025\,.\,0{,}75}{72^2\,.\,0{,}666\,.\,25\,.\,0{,}062}} = 2{,}386 \text{ qm.}$$

Das tatsächlich ausgeführte Querprofil des Werkkanals Les Clées hat ca. 4,0 qm Querschnitt und die Geschwindigkeit beträgt $\frac{Q}{F} = 1$ m/sek. Im günstigsten Profil würde sein:

$$v = \frac{4{,}0}{2{,}386} = 1{,}68 \text{ m/sek.}$$

Es wird das Gefälle im günstigsten Profil

$$J = \frac{Q^2}{F^2 c^2 R} = \frac{v^2}{c^2 R} = 0{,}000813 \text{ oder } 1:1230$$

gegen ein Gefälle im ausgeführten Kanal von 1 : 3400 = 0,00029.

Zur Kontrolle empfiehlt es sich J nach (10) zu rechnen

$$J = \frac{1}{\left(\dfrac{26{,}666\,.\,3000\,.\,0{,}75\,.\,0{,}025}{25\,.\,0{,}062}\right)^{2/3}\,.\,(72^2\,.\,0{,}666)^{1/3}} = \frac{1}{1230}.$$

Die Länge des Werkkanals der Anlage Les Clées beträgt rd. 3600 m. Das günstigste Profil würde kosten, wenn unsere Annahme, dass die Kosten pro qm Querschnittsfläche und lfm. Linienlänge nur 25,0 Mk. betragen, auch für das kleinere Profil als zutreffend vorausgesetzt wird, 2,386 . 25 . 3600 = 214740 Mk. und die jährlichen direkten und indirekten Betriebskosten würden betragen

$$A = 214740\,.\,0{,}062 = 13313{,}88 \text{ Mk.}$$

An Gefälle gehen im Werkkanal verloren 3600 . 0,000813 = 2,926 m, also an Arbeitsleistung in Geldeswert jährlich nach unseren Annahmen bezüglich der Betriebsdauer und des Wertes einer PS_e-Stunde

$$A_1 = 2{,}926 \times 4 \times 10 \times 3000 \times 0{,}025 = 8778{,}0 \text{ Mk. Also } A + A_1 = 13314{,}0 + 8778{,}0 = 22092 \text{ Mk.}$$

Bei der ausgeführten Anlage geht an Arbeitsleistung nur verloren

$$A_1 = 3600 \times 0{,}0029 \times 4{,}0 \times 3000 \times 0{,}025 = 3132 \text{ Mk.}$$

Aber die jährlichen direkten und indirekten Betriebskosten des Werkkanals betragen dafür

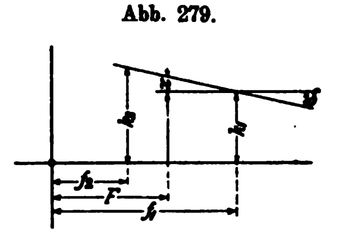
$$A = 4{,}0 \times 25 \times 3600 \times 0{,}062 = 22320 \text{ Mk.}$$

Demnach $A + A_1$ in diesem Falle = 22320 + 3132 = 25452 Mk., also jährlich 3360 Mk. mehr.

Nun wird es aber nicht oder nicht in allen Fällen angängig sein, anzunehmen, dass die Anlagekosten des Werkkanals pro qm/lfm der Querschnittsfläche die gleichen bleiben, auch wenn der Querschnitt z. B. erheblich abnimmt, denn viele vorbereitende Arbeiten, ferner die Amortisation der Geräte etc. bleiben dieselben, gleichgültig, ob der Querschnitt etwas grösser oder kleiner ist und deshalb wird der Einheitspreis in der Regel von

den grossen zu den kleinen Querschnitten anwachsen. Wenn man für zwei Querschnitte also z. B. für den der grössten Geschwindigkeit, welche man bei dem gewählten Material für Böschungen und Sohle zulassen will, entsprechenden kleinsten Querschnitt und für einen grösseren die Kosten ermittelt hat, dann wird es meistens statthaft sein, anzunehmen, dass sich die Verminderung der Einheitspreise nach der geraden Linie vollzieht. Wenn also nach (Abb. 279) $\varkappa_1$ und $\varkappa_2$ die Einheitspreise in Mark pro qm der Querschnitte f_1 und f_2 sind ($\varkappa_1 < \varkappa_2$ da $f_1 > f_2$) so ist

Abb. 279.



$$\frac{\varkappa_2 - \varkappa_1}{f_1 - f_2} = \operatorname{tg} \delta. \qquad (13)$$

Also ist für einen beliebigen Querschnitt F

$$(\varkappa_1 + x) - \varkappa_1 = \operatorname{tg}\delta \,.\, (f_1 - F) \qquad (14)$$

und $x = \operatorname{tg}\delta (f_1 - F)$.

Nach Gleichung (6) werden daher die Betriebskosten

$$A_1 = F\,[\varkappa_1 + \operatorname{tg}\delta (f_1 - F)] \,.\, s \,.\, L. \qquad (15)$$

Wenn man zur Vereinfachung der Schreibweise für $\operatorname{tg} \delta \,.\, s = \omega$ setzt, so wird

$$A + A_1 = \frac{L \,.\, \zeta}{F^2} + F\varkappa_1 s L + [F f_1 - F^2]\omega \,.\, L. \qquad (16)$$

Der erste Differentialquotient gleich 0 gesetzt ergibt

$$0 = -\frac{2\zeta}{F^3} + \varkappa_1 s + [f_1 - 2F]\omega. \qquad (17)$$

Wie man leicht übersieht, wird auch hier der zweite Differentialquotient positiv, also Gleichung (17) liefert ein Minimum. Man kann nun zur Vereinfachung der Rechnung ohne grossen Fehler für F in der eckigen Klammer zunächst einen passenden Zahlenwert einsetzen. Wenn man dann für $[\varkappa_1 \,.\, s + (f - 2F)\omega]$ den Buchstaben χ einführt, so wird die Form der Gleichung wiederum

$$F = \sqrt[3]{\frac{2\zeta}{\chi}} = \sqrt[3]{\frac{2(Q_1{}^3 a_1 + Q_2{}^3 a_2 + \ldots Q_n{}^3 a_n)\,1000 \,.\, \eta \varkappa}{c^2 R \,.\, 75\,[\varkappa_1 s + (f_1 - 2F)\operatorname{tg}\delta \,.\, s}}. \qquad (18)$$

Nachdem man einen ersten Zahlenwert ermittelt hat, kann man für F unter der dritten Wurzel dann einen genaueren Wert einführen und die einfache Rechnung einmal oder mehrfach wiederholen, bis die gewünschte Genauigkeit erreicht ist.

Beispiel: Wenn man in obigem Beispiel

für $f_1 = 4{,}0$ qm den Einheitspreis $\varkappa_1$ wie oben zu 25,0 Mk.
„ $f_2 = 2{,}0$ „ „ „ $\varkappa_2$ aber „ 30,0 „

ermittelt hätte, so würde

$$\operatorname{tg}\delta = \frac{\varkappa_2 - \varkappa_1}{f_1 - f_2} = \frac{5}{2} = 2{,}5$$

und $\omega = s \operatorname{tg}\delta = 2{,}5 \,.\, 0{,}062 = 0{,}155.$

Macht man für F unter der dritten Wurzel zunächst eine Annahme und führt hierfür den Wert 2,5 qm ein, so wird

$$\chi = 25 \,.\, 0{,}062 + [4{,}0 - 5{,}0] \,.\, 0{,}155 = 1{,}395.$$

Für R kann man im Hinklick auf den vorläufig gewählten Wert für F = 2,5 qm nun schon einen besser passenden Wert als 0,666 wählen und er möge mit 0,57 eingesetzt werden. Wenn man will, kann man auch für c nach Tabelle VII oder VIII noch einen etwas anderen, vielleicht auch etwas genaueren Wert wählen. Indessen bei der Unsicherheit, welche bis heute noch in bezug auf die Bestimmung der Zahlenwerte für den Beiwert c herrscht, soll hier davon Abstand genommen werden.

Demnach wird $F = 4 \,.\, \sqrt[3]{\frac{26{,}666 \,.\, 3000 \,.\, 0{,}025 \,.\, 0{,}75}{72^2 \,.\, 0{,}57 \,.\, 1{,}395}} = 2{,}632$ qm.

Man könnte nun noch die Rechnung einmal oder mehrfach wiederholen, indem man zunächst für F unter der Wurzel den ermittelten Wert 2,632 einsetzt usf. Da dieser Wert grösser ist als der angenommene Wert, so wird nach dem Bau der Formel die neue

Rechnung noch einen etwas grösseren Wert für F ergeben. Man sieht jedenfalls aus der Rechnung, dass, wie nicht anders zu erwarten, bei Berücksichtigung der steigenden Anlagekosten pro qm/lfm bei Verkleinerung des Querschnitts der wirtschaftlich günstigste Querschnitt des Werkkanals grösser wird als wenn man diesen Umstand ausser acht lässt.

$$v \text{ ist } = \frac{4}{2{,}632} = 1{,}52 \text{ m/sek.}$$

R wird in dem für die Wasserführung günstigsten Profil nach Formel 37 (S. 783) $= \frac{t}{2}$.
Es ist ferner $t = \sqrt[2]{\frac{F \cdot \sin\varphi}{2 - \cos\varphi}}$ und da es sich um einen rechteckigen Querschnitt handelt, also $\varphi = 90°$ ist, so wird $t = \sqrt[2]{\frac{F}{2}} \backsimeq 1{,}15$ m und demnach $R = 0{,}575$. Daraus ergibt sich

$$J = \frac{v^2}{c^2 R} = \frac{1{,}52^2}{72^2 \cdot 0{,}575} = 0{,}000775 \text{ oder } 1:1290.$$

Der Verlust an Arbeitsleistung in Geldeswert wäre also in unserem Beispiel

$$A = 3600 \cdot 0{,}000775 \cdot 4{,}0 \cdot 10{,}0 \cdot 3000 \cdot 0{,}025 = 8370 \text{ Mk.}$$

Der Einheitspreis pro qm/lfm des Querschnitts wäre nach (14)

$$\varkappa_1 + x = 25 + \text{tg}\,\delta\,(f_1 - F) = 25 + 2{,}5\,(4{,}0 - 2{,}632) = 28{,}42 \text{ Mk.}$$

Demnach betragen die jährlichen Betriebskosten des günstigsten Werkkanals

$$A_1 = 3600 \cdot 2{,}632 \cdot 28{,}42 \cdot 0{,}062 = 16\,695{,}30 \text{ Mk.}$$

Es ist $A + A_1 = 8370 + 16695 = 25\,065$ Mk. Also wird das günstigste Profil unter Berücksichtigung der wachsenden Einheitskosten für die erste Anlage bei kleinerem Querschnitt nur noch jährlich um $25\,452 - 25\,065 = 387$ Mk. günstiger. Es ergäbe sich aber immerhin der fernere Vorteil, dass für das günstigste Profil nur Mk. 269280 anstatt Mk. 360000 für das ausgeführte Profil aufzuwenden gewesen wären.

Gewiss kann man mit solchen wissenschaftlich abgeleiteten Formeln allein beim Projektieren nicht auskommen, vielmehr ist für ihre Handhabung immer vorausgesetzt, dass der erfahrene Ingenieur die richtigen Annahmen für die Betriebsdauer, die sekl. Wassermengen, den Nutzwert pro PS_e, für die Einheitskosten der Anlage $\varkappa$ und $\varkappa_1$ etc. zu machen imstande ist. Dennoch ist es wohl zuzugeben, dass man mit Hilfe der Formel leicht und schnell eine klare Übersicht gewinnen kann, und dass das Fehlen solcher Formeln vielfach zu wirtschaftlich nicht zweckmässig gewählten Querschnittsformen und Grössen der Werkkanäle geführt hat. Da die Formeln alle einfach sind, werden sie sich vielleicht in die Praxis einführen.

---

§ 4. Druckrohre.

(Hierzu Taf. LVIII bis LX)[1].

Die Besprechungen dieses Paragraphen sind in folgende Abschnitte eingeteilt:

1. Die Bestimmung des lichten Durchmessers der Druckleitung.
2. Die Festigkeit zylindrischer Druckleitungen und die Vorrichtungen zum Schutze der Druckrohre gegen Wasserschläge.
3. Die verschiedenen Materialien für Druckleitungen.
4. Die Verlegung eiserner Druckrohre.

---

[1]) Die Figuren der Tafel LX sind aus Ch. Lépine, Les Installations Hydro-Électriques de la Société de Fure et Morge. Paris 1903; die Figuren der Taf. LVIII und LIX zum Teil dem eben genannten Werk, zum Teil aus Th. Koehn, Die Kanalisation von Charlottenburg — Berlin und seine Bauten — 1896, Bd. I, S. 370 und zum Teil aus der Schweizerischen Bauz., der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing., dem Bulletin technique de la Suisse Romande entnommen.

5. Die Vorrichtungen zum Ausgleich der Längenänderungen und die Verankerungen an den Knickpunkten.
6. Die Vorrichtungen zum Abschluss und zur Entleerung, Entlüftung und Unterhaltung der Druckleitungen.
7. Die Einmündung der Druckrohre in die Turbinen.

1. Die Bestimmung des lichten Durchmessers. Für die Berechnung der Widerstände, welche sich der Bewegung des Wassers in geschlossenen Rohrleitungen entgegenstellen, gelten dieselben Formeln wie für offene Leitungen, und es genügt deshalb auf die Mitteilungen in Kap. III § 2 S. 772 bis 777 zu verweisen. Die dort mitgeteilten Formeln (5), (20), (21), (22) sind ohne weiteres für Druckrohre verwendbar.

Bei der Kutterschen Formel 21 (S. 777) wird n etwa zu 0,013 und bei der Bazinschen Formel 22 γ etwa zwischen 0,16 und 0,46 zu wählen sein. Vergl. die Tabellen VI und VII, S. 778 u. 779.

Frühling und G. Oesten[1]) empfehlen die Verwendung der abgekürzten Kutterschen Formel 20 (S. 776) und die Berechnung des Wertes c für b = 0,35, woraus sich dann $c = \frac{100\sqrt{D}}{0{,}7 + \sqrt{D}}$ ergibt, wenn D den Durchmesser in m bedeutet.

E. Sonne[2]) empfiehlt neuerdings für länger im Gebrauch befindliche Rohrleitungen den Wert c zu ermitteln aus $c = 29 + 30\sqrt{D}$ und fügt hinzu: „Es ist anzunehmen, dass man nach Einführung dieser Werte von einer Berechnung der bei Krümmungen usw. eintretenden, sogenannten besonderen Widerstände (S. 886/888) in der Regel absehen kann“.

Wenn neue Rohre innen auch ganz glatt sind, so ist doch bei einer eisernen Leitung trotz sorgfältigen Anstrichs infolge der mitgerissenen Luft Rostbildung nicht zu vermeiden, wenn nicht der Anstrich von Zeit zu Zeit erneuert wird. Bei kalk- und eisenhaltigem Wasser bilden sich Niederschläge (Bekrustungen), welche fest an den Rohrwandungen haften und dadurch die Wandungen rauh machen. Solche Bekrustungen sind nur durch kräftiges Bürsten und Kratzen zu beseitigen.

Die Leitungsfähigkeit der Rohre nimmt infolge der Rostbildungen und Bekrustungen ab und die Widerstandshöhen (Gefällverluste) nehmen zu. Bezeichnet man das Verhältnis der Widerstandshöhen in der alten Leitung zu derjenigen in der neuen Leitung mit $\frac{h_1}{h} = \sigma$, so ist nach E. Sonne

für D =	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0 m
σ =	2,0	1,8	1,6	1,4	1,20	1,1

d. h. also die Einwirkungen der Bekrustungen auf die Wasserführung nehmen mit wachsendem Dm. ab.

Die oben gemachten Angaben für die Ermittelung des Beiwertes c berücksichtigen den Einfluss der Bekrustung und Rostbildung. Für ganz neue Leitungen würden sich demnach die Widerstandshöhen um $\frac{1}{\sigma}$ kleiner ergeben.

Bei Wasserkraftanlagen wird meistens die sekl. Wassermenge Q, welche den Turbinen zugeführt werden soll, bekannt sein und man wird Annahmen für die Geschwin-

[1]) Handb. d. Ing.-Wissensch. Teil III. Wasserbau. Bd. 3. 1904. Die Wasserversorgung der Städte, S. 80 u. 81.

[2]) E. Sonne, Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1907. S. 1615 u. ff.

Tabelle I.
Sekundliche Geschwindigkeiten in Druckrohren.

Bezeichnung der Anlage	Druckhöhe in m	Länge in m	Sekl. Wassermenge in cbm	Anzahl der Leitungen und Art der Druckrohre	Innerer Dm. in mm	Querschnitt in qm	Sekl. Geschwindigkeit in m
1. Bergamasca (alte Anlage) (neue Anlage) (S. 365)	24,0 bis 27,5 24,0 bis 27,5	rd. 50,0 60,0	10,0 8,33	2 Leitungen; genietete Flanschrohre aus Flusseisen mit 6—8,0 m Baulänge.	2500 1800	4,91 2,54	2,04 1,81
2. Funghera (S. 368)	63,0	rd. 100	5,0	2 Leitungen; genietete Flanschrohre aus Flusseisen.	1500	1,767 pro Leitung	1,42
3. Ceres Ala (S. 371)	100,0	rd. 250	1,5	1 Leitung; genietete Flanschrohre aus Flusseisen.	1100	0,950	1,55
4. Lac Tanay bei Vouvry (S. 471) oberer Teil	rd. 920,0	rd. 635	0,346	1 Leitung. Auf der obersten Länge von 635 m der ungefähr mit einer Neigung von 1 : 2 verlegten Leitung geschweisste Rohre mit verstärkten umbördelten und abgedrehten Enden, welche mit Stahlringen und Bolzen zusammengehalten werden (Taf. LVIII, Fig. 10 u. 11).	500	0,196	1,76
5. Lac Tanay bei Vouvry (S. 471) unterer Teil	rd. 920	rd. 1300	0,346 für beide Leitung.	2 Leitungen. Auf der unteren Strecke von 1300 m Länge wie ad 4 in Baulängen von 5—10 m.	oben 325 bis 305 unten	0,146	2,36
6. Novalesa a.d. Cenischia (S. 375)	444,70	1060	0,780 pro Leitung	Ausgeführt (1904), 1 Leitung (1 zweite projektiert), bis zu einer Druckhöhe von 289 m genietete Rohre aus weichem Siemens-Martin Stahl mit Flanschverbindung. Die darunter folgenden Rohre sind geschweisst mit angewalzten flanschartigen Umbordelungen, welche mittelst Stahlringen und Bolzen zusammengehalten werden.	720	0,407	1,91
7. Avignonnet (S. 508)	18 bis 28	ca. 25,0 bis 30,0	höchstens 7,6 für jedes Rohr	7 Leitungen; genietete Flanschrohre.	2200	3,80	2,0
8. Vizzola (S. 349)	25 bis 28	rd. 46	7,1 bis 8,0	10 Leitungen; genietete Flanschrohre (Taf. II, Fig. 2).	2000	3,14	2,26 bis 2,55

Fortsetzung der Tabelle I.

Bezeichnung der Anlage	Druckhöhe in m	Länge in m	Sekl. Wassermenge in cbm	Anzahl der Leitungen und Art der Druckrohre	Innerer Dm. in mm	Querschnitt in qm	Sekl. Geschwindigkeit in m
9. La Goule (S. 398)	26,0	ca. 90,0	normal 8,5 maximal ∽ 16,0	1 Leitung; genietete Flanschrohre aus Flusseisen von 6,0 m Baulänge.	2250	8,976	normal 2,14 maximal ∽ 4,0
10. Kubelwerk (S. 411)	92,0 mittlerer Druck 87,0	294	4,6	1 Leitung; genietete Rohre aus Flusseisen mit aufgenieteten Flanschen, Baulänge 5,50—7,50 m.	1600	2,01	2,28
11. La Dernier-Vallorbe (S. 464)	236,0	620	2,9 pro Leitung	Ausgeführt wurde zunächst 1 Leitung, projektiert sind 3. Geschweisste Rohre.	oben 1200 unten 1000	1,13	2,56
12. St. Maurice-Lausanne (S. 45[illegible])	86,10 im Winter 84,69 im Sommer	470	15,88 pro Leitung	2 Leitungen; ohne Flanschen genietete Rohre aus Flusseisen.	2700	5,73 pro Leitung	2,78
13. Morbegno (S. 392)	30,0	68	14,0 pro Rohr	2 Leitungen; genietete Flanschrohre aus Flusseisen.	2500	4,91 pro Leitung	2,85
14. Niagara Falls Power and Manufacturing Co. (S. 545)	56,0	—	in einem Rohre 13,3	Genietete Rohre ohne Flanschen aus Siemens-Martin Stahl.	oben 2400 am unteren Ende 3000	4,52 7,07	2,95 1,88
15. Jajce (S. 494)	74,5 bis 78,0	rd. 236	6,0 pro Leitung	2 Leitungen aus genietetem Siemens-Martin-Stahl ohne Flanschen, offen verlegt.	1600	2,01	3,00
16. Urfttalsperre (S. 592)	70 bis 110	120	6 bis 11,4 } zusammen	2 Leitungen aus genietetem Siemens-Martin-Stahl.	1500	2×1,77=3,54	1,69 bis 3,22
17. Champ (Fure et Morge) (S. 588)	25,0 bis 35,0	4700	17,0 25,0 27,5	1 Leitung. Auf 2200 m Länge Rohre aus armiertem Beton (S. 920), auf 2500 m Länge genietete Rohre aus weichem Siemens Martin-Stahl, welche in Längen von 10 m fertig auf die Baustelle gebracht wurden. Wegen der Vernietung und Verlegung auf der Baustelle vergl. S. 929.	3300	8,55	1,98 2,92 3,22

Fortsetzung der Tabelle I.

Bezeichnung der Anlage	Druckhöhe in m	Länge in m	Sekl. Wassermenge in cbm	Anzahl der Leitungen und Art der Druckrohre	Innerer Dm. in mm	Querschnitt in qm	Sekl. Geschwindigkeit in m
18. Hafslund (S. 483)	16,5 bis 18,0	verschiedene Länge schwankend zwischen 45,0 bis 110 m	23,2 für jedes Rohr von 3000 mm Dm. im kleinen Rohr 3,10	4 Leitungen von 3000 mm Dm. und eine von 1600 mm Dm., genietete Flanschrohre. Projektiert sind noch 2 weitere Rohre von 3000 mm Dm. Genietete Flanschrohre.	3000 und 1600	eines grossen Rohres 7,07 des kleinen 2,01	3,28 1,5
19. Les Clées-Yverdon (S. 403)	47,0	80,0	3 bis 4	1 Leitung; genietetes Flanschrohr.	1200	1,13	2,66 bis 3,54
20. Kykkelsrud (S. 488)	16,0 bis 18,25	ca. 32,0	18,9 bis 16,5 für jede Leitung	Verlegt (1905) 2 grosse Leitungen, noch 10 projektiert. Genietete Rohre ohne Flanschen, ganz in Beton eingehüllt.	2800	6,16	2,68 bis 3,07
21. Ontaria Power Co. (S. 542)	53,4 bis 56,0	1850	118,75 pro Leitung	Verlegt 1 Leitung, projektiert 3. Ganz in Beton eingehüllt (Taf. LVIII, Fig. 6 und S. 893.	5500	23,75	5,00
22. Livet (S. 530)	60 bis 64,0	—	10,8 bis 25	Lotrechter Stollen von 3,0 m Dm. mit fast wagerecht anschliessender, eiserner Druckleitung von 2,5 m Dm. 1 zweite eiserne Leitung projektiert.	3000 im Stollen 2500 in der eisernen Leitung	7,07 4,91	ausnahmsweise 3,53 im Stollen durchschnittlich 1,53 im Stollen und 2,2 in der eisernen Leitung

Tabelle II.

Wassermengen $Q = 0{,}001 \frac{\pi D^2}{4} v$ in l/sek., wenn D in mm ausgedrückt wird.

Dm. D in mm	Geschwindigkeit des Wassers v in m/sek.								
	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,25	1,50	1,75
250	24,544	29,452	34,361	39,270	44,179	49.087	61,359	73,631	85,903
300	35,343	42,411	49.480	56,549	63.617	70,686	88,357	106,03	123,70
350	48.106	57,727	67,348	76,969	86,590	96,211	120,26	144,32	168.37
400	62,832	75,398	87,965	100.53	113,10	125,66	157,08	188,50	219,91
450	79,522	95,426	111,33	127.23	143,14	159,04	198,80	238,57	278.33
500	98,175	117,81	137,45	157,08	176,72	196,35	245,44	294,53	343,61
550	118,79	142,55	166,31	190,07	213,82	237,58	296,98	356.37	415,77
600	141,37	169,65	197,92	226,19	254,47	282,74	353,43	424,11	494,80
650	165,92	199,10	232.23	265,46	298,65	331,83	414,79	497,75	580,70
700	192,42	230,91	269,39	307,88	346,36	384,85	481,06	577,27	673,48
750	220,89	265,07	309,25	353,43	397,61	441,79	552,23	662,68	773,13
800	251,33	301,59	351,86	402.12	452,39	502,66	628,32	753,98	879.65
850	283.73	340,47	397,22	453,96	510,71	567,45	709,31	851,18	993,04
900	318,09	381,70	445,32	508,94	572,56	636,17	795,22	954,26	1 113.3
950	354,41	425,29	496,18	567,06	637,94	708,82	886,03	1 063,2	1 240.4
1000	392,70	471,24	549,78	628,32	706,86	785.40	981,75	1 178,1	1 374,4
1500	883,56	1 060,3	1 237,0	1 413,7	1 590,4	1 767,12	2 208,9	2 650.68	3 092,5
2000	1570,8	1 884,9	2 199,1	2 513.3	2 827,4	3 141,6	3 927,0	4 712,4	5 496,9
2500	2454,4	2 945,2	3 436,2	3 927,0	4 417,8	4 908,8	6 135,9	7 363,2	8 590.4
3000	3534.2	4 241,1	4 948,0	5 654,9	6 361,7	7 068,4	8 835,6	10 602,6	12 370,1
3500	4810,5	5 772,7	6 734,9	7 697,0	8 599.4	9 621.0	12 026,1	14 431,5	16 836,5
4000	6283.1	7 539,8	8 796,5	10 053,1	12 018.6	12 566,2	15 708,0	18 849,3	21 991,2
4500	7952,0	9 542,5	11 133.0	12 723,5	14 313,9	15 904,0	19 880,4	23 856,0	27 832.6
5000	9817,5	11 781,0	13 744,5	15 708,0	17 671,5	19 635,0	24 573,8	29 452,5	34 361,3

Wassermengen $Q = 0{,}001 \frac{\pi D^2}{4} v$ in l/sek.

Dm. D in mm	Geschwindigkeit des Wassers v in m/sek.								
	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
250	98,175	110,46	122,73	135,00	147,28	171,12	196,37	220,91	245,46
300	141,37	159,04	176,71	194,38	212,06	247,34	282,74	318,08	353.43
350	192,42	216,48	240,53	264,58	288,63	336,75	384,84	432,95	481,06
400	251,33	282,03	313,44	344,78	376,13	438,81	501,50	564,19	626,87
450	318,09	357,02	396,69	436,36	476,03	555,36	634,70	714,04	793,38
500	392,70	441,78	490,88	539,86	589,04	687,23	785,40	883,56	981.76
550	475,17	534,43	593,95	653,34	712,73	831.54	950,32	1 068,86	1 187,90
600	565,49	636,17	706,85	777,53	848,22	989,60	1 130,09	1 272,34	1 413,70
650	663,66	746,60	829,56	912,52	995.48	1 161,40	1 327,30	1 493.20	1 659,12
700	769,69	865,90	962,12	1 058,3	1 154,5	1 346,9	1 539,4	1 731,80	1 924,24
750	883,58	994,0	1 104,5	1 214,9	1 325,3	1 546,3	1 767,1	1 988,0	2 209.0
800	1 005,3	1 128,4	1 256,6	1 382,3	1 507.9	1 759,3	2 010,6	2 256,8	2 513,2
850	1 134,9	1 276,8	1 418,6	1 560,5	1 702,4	1 986,1	2 269,8	2 553,6	2 837,2
900	1 272,3	1 431,4	1 591,1	1 749,4	1 908,5	2 226,6	2 544,6	2 862,8	3 182,2
950	1 417,6	1 594,8	1 772,1	1 949,2	2 126,4	2 480,8	2 835,3	3 189,6	3 544,2
1000	1 570,8	1 767,1	1 963,5	2 159,9	2 356,2	2 748,9	3 141,6	3 534,2	3 927,0
1500	3 534,24	3 976,0	4 417,8	4 859,6	5 301,4	6 185,0	7 068,5	7 952,0	8 835,6
2000	6 283,2	7 068,5	7 854,0	8 639,4	9 424,8	10 993,8	12 566,4	14 137,0	15 708.0
2500	9 817,6	11 044,6	12 271,8	13 499,1	14 726,4	17 180,8	19 635,2	22 089,2	24 543,6
3000	14 136,8	15 904,4	17 671,2	19 438,7	21 205,2	24 740,2	28 273,6	31 808,8	35 342,4
3500	19 242,0	21 646,9	24 052,2	26 457,3	28 863,0	33 673,0	38 484,0	43 293,8	48 104,4
4000	25 132,4	28 274,4	31 416,0	34 557,6	37 698,6	43 982,4	50 264,8	56 548,8	62 832,0
4500	31 808,0	35 784,8	39 760,8	43 737,0	47 712,0	55 665,2	63 616,0	71 569,6	79 521,6
5000	39 270,0	44 178,8	49 147,6	53 996,3	58 905,0	68 722,6	78 540,0	88 357,6	98 295,2

digkeit $v = \frac{4\,Q}{D^2 \cdot \pi}$ machen, woraus sich dann der Dm. $D = \sqrt{\frac{4\,Q}{v \cdot \pi}}$ ergibt. (1).

In bezug auf die Geschwindigkeit sagt A. Flamant in seiner bekannten Hydraulique, Encyclopédie des Traveaux publics, Paris 1900, S. 155:

„Il n'est pas inutile de rappeler ici que pour diverses causes et en particulier pour éviter „les coups de bélier dans les conduites, il est d'usage de limiter la vitesse moyenne de l'eau „qu'elles débitent. Cette limitation de la vitesse n'a évidemment rien d'absolu et peut dépendre „des précautions plus ou moins nombreuses qu'on aura prises d'autre part pour se mettre à l'abri „des coups de bélier, elle peut aussi être fonction, dans une certaine mesure, de la pression mo- „yenne dans les conduites. Cependant, on peut admettre en général les limites ci-après, pour les „conduites de différents diamètres:

„Diamètres	Vitesse maxima	Diamètres	Vitesse maxima
„0,10 m	0,75 m	0,40 m	1,25 m
„0,15 „	0,80 „	0,50 „	1,40 „
„0,20 „	0,90 „	0,60 „	1,60 „
„0,25 „	1,00 „	0,80 „	1,80 „
„0,30 „	1,10 „	1,00 „	2,00 „

„Bien des ingénieurs se tiennent même notablement au-dessous des ces limites qui sont „rarement atteintes."

Zur Ergänzung und teilweisen Berichtigung dieser Mitteilung sind die tatsächlich zugelassenen Geschwindigkeiten bei 21 ausgeführten Anlagen vom Verf. einer Prüfung unterzogen und die Resultate in der vorstehenden Tabelle I zusammengestellt.

Tabelle II gibt zur Erleichterung der ersten Übersicht beim Projektieren die Wassermengen Q, welche bei einem bestimmten Dm. D und einer Geschwindigkeit v durch eine Leitung fliessen.

Bei der Festigkeitsberechnung der Druckrohre, soweit es sich um die Berücksichtigung der Druckerhöhung durch Wasserschläge handelt (S. 903 u. 909), ist die grösste sekl. Wassermenge Q_{max} zugrunde zu legen. Will man aber den wirtschaftlich vorteilhaftesten Dm. D suchen, so muss man von einer mittleren Wassermenge Q in cbm/sek. ausgehen, welche etwa im Jahresdurchschnitt während des Betriebes durch das Druckrohr fliessen soll. Bedeutet (h) den Druckverlust in einer Leitung von einer bestimmten Länge mit einem Dm. D bei gegebener Wassermenge Q in cbm/sek., welche im Jahresdurchschnitt während a Stunden den Turbinen zugeführt wird, so beträgt der durch den Druckverlust in der Leitung verursachte Verlust an PS_e-Stunden im Jahr.

$$V = Q \cdot a \cdot (h)\ 10 = \frac{D^2 \pi}{4} \cdot v \cdot a \cdot (h) \cdot 10, \qquad (2)$$

wenn man einen Wirkungsgrad der Turbinen von 0,75 annimmt. Bezeichnet man den Nutzwert (reiner Nutzen nach Abzug aller Betriebskosten) einer PS_e-St. in **Pf.** mit $\varkappa$, so gehen durch den Druckverlust im Rohr $\frac{V \cdot \varkappa}{100}$ Mk. pro Jahr verloren.

Die jährlichen Betriebskosten einer Druckleitung setzen sich zusammen aus den Kosten für Verzinsung ($4^1/_2$ %), für Tilgung (0,7 %), für Erneuerung (0 %), für Unterhaltung und Bedienung (1 %); zusammen s v. H. (etwa 6,2 %) der Anlagekosten.

Bezeichnen K und K_1 die Anlagekosten[4]) in Mk. zweier verglichener Drucklei-

---

[4]) Gusseiserne Druckrohre kosten etwa für 1 kg 0,10 Pfg. ab Werk und 0,12—0,15 Pfg. pro kg fertig verlegt einschliesslich Lieferung des Dichtungsmaterials.

Von einem schlesischen Hüttenwerk wurde im Jahre 1906 dem Verfasser für eine Druckrohrleitung aus geschweissten Rohren folgender Anschlag gemacht.

a) Bei 2350 mm l. W., 9 mm Wandstärke, 12 m Rohrlänge, Gewicht pro m ca. 555 kg, Preis pro m Mk. 185 oder 0,34 Mk. pro kg ab Werk einschliesslich Verbindungsschrauben und Gummidichtungen.

tungen mit den Dm. D und D_1, so würde der Dm. D den Vorzug verdienen, wenn $\frac{K \cdot \varepsilon + V \cdot \varkappa}{100} < \frac{K_1 \varepsilon + V_1 \cdot \varkappa}{100}$ sein würde.

Man kann den unter Berücksichtigung der **Betriebskosten** wirtschaftlich günstigen Querschnitt einer Druckleitung auch direkt nach den für Werkkanäle entwickelten Gleichungen (S. 872 bis 876) berechnen.

Es war nach Gleichung 7 die Summe von der in der Leitung jährlich durch Reibung verloren gehenden Arbeitsleistung in Mk. und den jährlichen indirekten und direkten Betriebskosten der Leitung selbst

$$A + A_1 = \frac{L}{F^2} \frac{Q^3 a \cdot 1000 \eta \varkappa}{75 c^2 R} + F \cdot \varkappa_1 \cdot \varepsilon \cdot L. \quad (\varkappa \text{ und } \varkappa_1 \text{ in Mk.})$$

Wenn, wie es meistens der Fall ist, die sekl. Wassermenge nicht das ganze Jahr gleich, sondern wechselnd ist, so wird der Wert von Q in obiger Formel zu berechnen sein, aus

$$Q = \sqrt[3]{\frac{Q_1^3 a_1 + Q_2^3 a_2 + \ldots . Q_n^3 a_n}{(a_1 + a_2 + a_3 + \ldots . a_n)}}$$

und a ist natürlich gleich dem Nenner in obiger Gleichung, d. h. gleich der Summe der einzelnen Zeiten. Setzt man $F = \frac{D^2 \pi}{4}$ in qm, $R = \frac{D}{4}$ in m, und die Anlagekosten pro lfm.

$$F \varkappa_1 = \frac{D^2 \pi}{4} \cdot \varkappa_1 = D \pi \delta \gamma_1 \cdot \varkappa',$$

worin δ die Dicke der Rohrwandung in m, γ_1 das Gewicht pro cbm Eisen in Tonnen, $\varkappa'$ die Kosten pro Tonne Eisen in Mk. bedeuten, dann wird die obige Gleichung zu

$$A + A_1 = \left[\frac{64 Q^3 a \cdot 1000 \eta \cdot \varkappa}{75 D^5 \pi^2 c^2} + D \pi \delta \gamma_1 \varkappa' \varepsilon\right] \cdot L. \quad (3)$$

Und wenn man zur Auffindung des günstigsten Querschnitts den ersten Differentialquotienten nach D gleich 0 setzt:

$$0 = -\frac{64 Q^3 \cdot a \cdot 1000 \cdot \eta \cdot \varkappa}{15 D^6 \pi^2 c^2} + \pi \delta \gamma_1 \varkappa' \varepsilon. \quad (4)$$

---

b) Bei 1500 mm l. W., 7 mm Wandstärke und 12,0 m Baulänge, Gewicht pro m ca. 295 kg, Preis pro m Mk. 105 oder rd. 0,36 Mk. pro kg, im übrigen wie vor.

Die zum Teil aus Flusseisen, zum Teil aus Siemens-Martin-Stahl hergestellte Druckleitung von 0,73 m l. Dm. und 1060 m Länge der Anlage Novalesa an der Cenischia wog 300000 kg und hat fertig verlegt 230000 Lire gekostet, also etwa 0,63 Mk. pro kg bei bedeckter Verlegung.

Die 294,0 m lange Druckleitung der Anlage Kubelwerk von 1,6 m l. Dm. wog einschliesslich der Verbindungsrohre am Krafthause ungefähr 150000 kg und hat fertig verlegt einschliesslich der Armatur der Staumauer 235000 Frs. gekostet, also etwa 1,56 Frs. pro kg. Die Verlegung erfolgte offen. Der verhältnismässig hohe Preis ist wohl auf besondere Schwierigkeiten beim Transport und bei der Verlegung zurückzuführen.

Für die überschlägliche Gewichtsberechnung bei Aufstellung des Kostenanschlages kann man den kubischen Inhalt der Rohrwandungen aus $(D_a^2 - D_i^2) \frac{\pi}{4} \cdot L$ berechnen,

für Gusseissen	ein Gewicht von 7,250 t pro cbm
„ Schweisseisen	„ „ „ 7,870 „ „ „
„ Siemens-Martin-Stahl	„ „ „ 7,860 „ „ „

annehmen und bei gusseisernen Muffenrohren von 4,0 m Baulänge 8—10% des Gewichtes für die Muffen,

bei gusseisernen und schmiedeeisernen Flanschenrohren und Baulängen von 4,0—5,0 m 8—10% für Flanschen, Bolzen und Nieten und für Baulängen von 8,0—10,0 m 5—7% hinzurechnen. Verstärkungsringe etc., wie bei den Druckleitungen der Anlage Jajce (S. 495) und Ontario Power Co. (S. 543) sind besonders zu berechnen.

Daher also der günstigste Dm. in m

$$D = \sqrt[6]{\frac{64\, Q^2 a \,.\, 1000 \,.\, \eta \varkappa}{15 \pi^3 \,.\, c^2 \,.\, \delta \,.\, \gamma_1 \,.\, \varkappa' \,.\, \varepsilon}} \tag{5}$$

Beispiel: Nimmt man z. B. die oberste Strecke der Druckleitung des Kubelwerkes (Taf. XXI, Fig. 1), wobei $Q = 4{,}6$ cbm/sek., a zu 3000 Stunden jährlich, η der Wirkungsgrad der Turbinen zu 0,75, der Nutzwert einer PS_e-St. $\varkappa$ zu 0,025 Mark, $c = 60$, $\delta = 0{,}0055$ m, $\gamma_1 = 7{,}87$ t, $\varkappa'$ zu 500 Mk. pro t, ε zu $\frac{6{,}2}{100}$ angenommen sei, so wird

$$D = \sqrt[6]{\frac{64 \,.\, 4{,}6^2 \,.\, 3000 \,.\, 1000 \,.\, 0{,}75 \,.\, 0{,}025}{15 \,.\, \pi^3 \,.\, 0{,}0055 \,.\, 60^2 \,.\, 7{,}87 \,.\, 500 \,.\, 0{,}062}} \backsim 2{,}82 \text{ m.}$$

Die Beanspruchung der Rohrwandungen in kg/qcm würde sich nach Formel (29) (S. 889) ergeben zu

$$k_z = {}^1/_2\, p \frac{D}{\delta}$$

und da $p = 1{,}7$ kg/qcm anzunehmen ist, wird $k_z = {}^1/_2 \,.\, 1{,}7 \frac{D}{\delta}$, wenn D und δ in cm ausgedrückt werden

$$k_z = {}^1/_2 \,.\, 1{,}7 \,.\, \frac{282}{0{,}55} \backsim 357 \text{ kg/qcm,}$$

was noch erheblich unter der Grenze für die zulässige Belastung läge. Der tatsächlich gewählte Durchmesser ist 1,6 m (vergl. Tab. I, S. 879, ad 10).

Würde man die Kosten für 1 t Eisen der fertigen Druckleitung $\varkappa'$ anstatt mit 500 Mk. mit 1000 Mk. einführen, so ergäbe sich $D = 2{,}07$ m.

Die Kosten einer Druckleitung pro lfm. von 2,82 m Dm. mit 0,0055 Wandstärke (ohne Berücksichtigung der Fels-, Maurer- und Erdarbeiten) sind $2{,}82\, \pi \,.\, 0{,}0055 \,.\, 7{,}87 \,.\, 500 = 157{,}56$ Mk. und wenn man entsprechend den Verhältnissen beim Kubelwerk annimmt, dass die Leitung mit 0,0055 m Wandstärke 95,0 m lang sei, so werden bei $\varepsilon = 0{,}062$ die jährlichen Betriebskosten für diese Teilstrecke

$$A = 157{,}56 \,.\, 95 \,.\, 0{,}062 = 14\,987{,}20 \,.\, 0{,}062 = 928{,}02 \text{ Mk.}$$

betragen. Die Geschwindigkeit des Wassers im Rohr von 2,82 m Durchmesser beträgt $\frac{4{,}6}{4{,}23} = 1{,}09$ m/sek., also der Gefällverlust nach Formel 11 S. 886 auf 1 lfm. $J = \frac{1{,}09^2 \,.\, 4}{60^2 \,.\, 2{,}82} = 0{,}00057$ m.

Demnach beträgt der verlorene Arbeitswert jährlich bei 3000 Stunden Betrieb, 75% Nutzeffekt in den Turbinen und 0,025 Mk. Nutzwert pro PS_e-St.

$$A_1 = 4{,}6 \,.\, 10 \,.\, 0{,}00057 \,.\, 95 \,.\, 3000 \,.\, 0{,}025 = 186{,}68 \text{ Mk.,}$$

also ist $A + A_1 = 928{,}02 + 186{,}68 = 1114{,}70$ Mk.

Bei der tatsächlich ausgeführten Leitung mit 1,6 m lichtem Dm. sind die Anlagekosten der Druckleitung auf 95,0 m Länge (soweit die Wandstärke 0,0055 m reicht) ohne Berücksichtigung der Fels-, Erd- und Maurerarbeiten:

$$1{,}6\, \pi \,.\, 0{,}0055 \,.\, 7{,}87 \,.\, 500 \,.\, 95 = 108{,}78 \times 95 = 10\,334{,}0 \text{ Mk.}$$

Also die jährlichen Betriebskosten $10\,334 \times 0{,}062 = 640{,}72$ Mk. Die Geschwindigkeit im Rohre beträgt 2,28 m/sek., also der Druckverlust pro lfm. $J = \frac{2{,}28^2 \,.\, 4}{60^2 \,.\, 1{,}6} = 0{,}00361$ m. Demnach beträgt der Verlust an Arbeitswert jährlich unter den obigen Annahmen

$$4{,}6 \,.\, 10 \,.\, 0{,}00361 \,.\, 95 \,.\, 3000 \,.\, 0{,}025 = 1182{,}75 \text{ Mk.}$$

Also $A + A_1 = 1182{,}75 + 640{,}72 = 1823{,}5$ Mk., d. h. bei dem günstigsten Querschnitt würde das Gesamtergebnis um $1823{,}5 - 1114{,}7 = 708{,}8$ Mk. jährlich günstiger. Allein es ist nicht zu vergessen, dass die Fundamente der an sich günstigeren Druckleitung mit dem grösseren lichten Dm. etwas teurer gewesen sein würden als diejenigen des tatsächlich ausgeführten Rohres, wodurch ein Teil des Vorteils jedenfalls noch wieder aufgewogen worden wäre.

Da die Wandungen wegen der guten Nietung und der Gefahr des Rostens nicht gern schwächer als 5 mm gemacht werden, so wird man in der Regel die obere Strecke nach Formel 5 rechnen und den ermittelten Dm. soweit reichen lassen können, bis durch das Anwachsen des Druckes p die höchste zulässige Beanspruchung k_z erreicht ist. Für die weiter unterhalb liegende Strecke muss man aber die Wandstärke von dem Drucke

p pro qcm abhängig machen und deshalb in Formel 3 für δ nach Formel 28 (S. 889) setzen $\frac{D\,p}{2\,.\,k_z}$. Dann wird

$$A + A_1 = \left[\frac{64\,Q^3\,.\,a\,.\,1000\,.\,\eta\varkappa}{75\,D^5\,\pi^2\,c^2} + \frac{D^2\,\pi\,\gamma_1\,\varkappa'\,s\,.\,p}{2\,.\,k_z}\right].\,L. \tag{6}$$

Der erste Differentialquotient gleich 0 gesetzt ergibt:

$$0 = -\frac{64\,Q^3\,a\,.\,1000\,\eta\,.\,\varkappa}{15\,D^6\,\pi^2\,c^2} + \frac{D\,\pi\,\gamma_1\,\varkappa'\,s\,p}{k_z}, \tag{7}$$

also der wirtschaftlich günstigste Dm.

$$D = \sqrt[7]{\frac{64\,Q^3\,a\,.\,1000\,.\,\eta\,.\,\varkappa\,.\,k_z}{15\,\pi^3\,c^2\,\gamma_1\,.\,\varkappa'\,.\,s\,.\,p}}. \tag{8}$$

Beispiel: Nimmt man wieder die Druckleitung des **Kubelwerkes** (Taf. XXI, Fig. 2) als Beispiel, betrachtet die unterste Strecke, wählt k_z wie oben zunächst = 857 kg/qcm, so wird, da der Druck am unteren Ende etwa gleich 9,2 kg/qcm ist, der günstigste Durchmesser

$$D = \sqrt[7]{\frac{64\,.\,4{,}6^3\,.\,3000\,.\,1000\,.\,0{,}75\,.\,0{,}025\,.\,857}{15\,.\,\pi^3\,.\,60^2\,.\,7{,}87\,.\,500\,.\,0{,}062\,.\,9{,}2}} \backsimeq 1{,}65 \text{ m},$$

also $\delta = \frac{165\,.\,9{,}2}{2\,.\,857} = 2{,}13$ cm. Die tatsächlich gewählte Wandstärke bei D = 1,60 m ist 1,45 cm. Also

$$k_z = \frac{9{,}2\,.\,160}{2\,.\,1{,}45} \backsim 508 \text{ kg/qcm}.$$

Man erkennt aus Formel 8, dass der wirtschaftlich günstigste Dm. um so grösser wird, je grösser der Nutzwert pro PS_e-Stunde, je länger die jährliche Betriebsdauer und je billiger der Preis pro Tonne Eisen oder Stahl der fertigen Rohrleitung angenommen werden dürfen.

Man kann nun aus Gründen der zweckmässigen und billigen Herstellung der Rohre natürlich mit dem Dm. nicht häufig wechseln, sondern wird sich mit derjenigen Annäherung an den günstigsten Querschnitt begnügen, welche bei kurzen Leitungen durch die Wahl eines passenden Querschnitts, bei längeren Leitungen durch die Wahl von einigen passenden Querschnitten erreichbar ist.

Auch ist dabei, abgesehen von den Fragen des mehr oder weniger leichten Transportes, der Vorteil geringeren Kapitalaufwandes zu berücksichtigen. In dem obigen Beispiel würde der Aufwand für die 95,0 m lange Rohrleitung der obersten Strecke beim günstigsten Profil 14 968,20 Mk., beim ausgeführten Profil 10 334,0 Mk. betragen haben, wenn man 500 Mk. für die t Gewicht als Einheitspreis zugrunde legt.

Ausserdem kann man sich, wie an dem Beispiel gezeigt, durch eine einfache Rechnung leicht überzeugen, um wieviel Mark jährlich ein von dem wirtschaftlich günstigsten abweichend gewählter Dm. der Druckleitung die Betriebskosten ungünstig beeinflussen kann.

Es ist nun noch zu beachten, dass der Preis $\varkappa'$ pro t Eisen oder Stahl der Druckleitung nicht unabhängig ist vom Dm., da natürlich die verhältnismässigen Arbeitskosten bei kleineren Dm. wachsen, also die Einheitskosten $\varkappa'$ mit wachsendem Dm. abnehmen.

Nach dem Vorbild der Ableitung auf S. 875 kann man setzen, wenn man die Einheitspreise für zwei beliebige Dm. D′ und D″ zu $\varkappa'$ und $\varkappa''$ ermittelt hat $\frac{\varkappa'' - \varkappa'}{D' - D''} = \operatorname{tg}\alpha$. Für die Ermittelung des Verhältnisses von $\varkappa''$ zu $\varkappa'$ geben die Angaben in der Fussnote 4 ad a und b (S. 882/883) einen Anhalt.

Nach dem Vorbild der Entwickelung von Formel 18 (S. 875) würde sich für den wirtschaftlich günstigsten Dm. der Ausdruck ergeben

$$D = \sqrt[7]{\frac{64\,Q^3\,a\,.\,1000\,\eta\,.\,\varkappa\,.\,k_z}{15\,\pi^3\,c^2\,\gamma_1\,p\,[\varkappa'\,s + (D' - 2\,D)\operatorname{tg}\alpha\,.\,s]}} \tag{9}$$

Zur Auflösung der Gleichung würde man zunächst für D unter der Wurzel eine Annahme machen und nach Ermittelung eines ersten Wertes für D mit diesem die Rechnung wiederholen usf. bis die gewünschte Genauigkeit erreicht ist.

Der gesamte Druckverlust (h) in einer Druckleitung setzt sich zusammen aus den Verlusten:

a) In der Einflussmündung,
b) in der geraden Strecke,
c) an den Knickpunkten,
d) an den Schiebern und Drosselklappen,
e) an den Stellen, wo Querschnittsveränderungen eintreten, sowie an den Abzweigstellen.

a) Der Verlust an der Ausmündungsstelle des Betriebwassers aus der Druckkammer setzt sich zusammen aus der Druckhöhe $\frac{v^2 - v_0^2}{2g}$, welche nötig ist, um das Wasser aus der Geschwindigkeit, mit welcher es zufliesst, in die Durchflussgeschwindigkeit, welche es im Druckrohre erreichen soll, überzuführen und aus dem Verlust durch Einschnürung in der Eintrittsöffnung. Setzt man $v_0 = 0$, so lässt sich der Gesamtverlust an der Einflussmündung des Druckrohres ausdrücken durch $h_0 = (1 + \zeta_0)\frac{v^2}{2g}$ (10), wobei ζ_0 für allmählich trompetenartig erweiterte Ausmündungen etwa zu 0,25 bis 0,15, für scharfkantige, nicht erweiterte Öffnungen zu 0,50 bis 0,25 anzunehmen ist. Wird der Werkkanal mit einem glatten Profil ohne Absätze allmählich in das Druckrohr übergeführt, so darf man $h_0 = 0$ setzen.

b) Der Druckverlust in m Wassersäule ausgedrückt auf einer geraden Strecke berechnet sich pro lfm. aus

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{4\,Q}{\pi\,D^2} = c\sqrt{R.J} = c\sqrt{\frac{D}{4}J}$$

$$\text{zu } J = \frac{64\,Q^2}{D^5\pi^2c^2} = \frac{4\,v^2}{c^2D}. \tag{11}$$

Also ist der Gesamtverlust auf einer Strecke von der Länge L in m, $h_1 = \frac{4\,v^2}{c^2D}\cdot L$ und wenn man für $\frac{4\times 2g}{c^2} = \zeta_1$ setzt, so wird $h_1 = \zeta_1\cdot\frac{L}{D}\cdot\frac{v^2}{2g}$. (12)

Weisbach hat zur Berechnung von

$$\zeta_1 \text{ die Formel } \zeta_1 = 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}} \tag{13}$$

angegeben.

Tafel für Werte von ζ_1 auf geraden Strecken nach Weisbach.

für v in m/sek. =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,25	1,5	1,75
ist ζ_1 =	0,0278	0,0266	0,0257	0,0250	0,0244	0,0239	0,0229	0,0221	0,0215
für v in m/sek. =	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
ist ζ_1 =	0,0211	0,0204	0,0198	0,0191	0,0187	0,0183	0,0180	0,0178	0,0176
für v in m/sek. =	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	—	—	—
ist ζ_1 =	0,0174	0,0171	0,0169	0,0168	0,0166	0,0165	—	—	—

A. Flamant[5]) gibt anstatt (12) die Formel $h_1 = \frac{0{,}00092\,L}{D}\sqrt[4]{\frac{v^7}{D}}$. (14)

[5]) A. Flamant, Hydraulique. Paris 1900. S. 150. Der Autor geht aus von der Formel (11) $\frac{DJ}{4} = \frac{v^2}{c^2}$ und setzt für $\frac{1}{c^2} = \frac{b}{\sqrt[4]{Dv}}$ Durch Einführung eines Zahlenwertes $a = 4b$ kommt er zu der

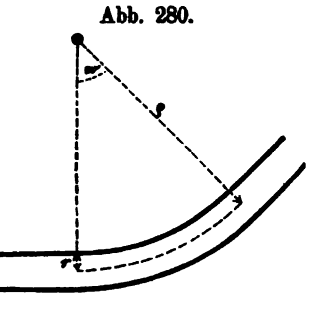
Setzt man in die Formel $v = c . \sqrt{RJ}$ nach Dupuit $c = 50,9$, so wird nach Einsetzung von $\frac{Q}{F} = \frac{4\,Q}{\pi . D^2}$ für v und von $\frac{D}{4}$ für R, $D = 0,3 . \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}$ (15)

und J (Druckverlust auf 1,0 m Länge) $= \frac{Q^2\ (0,3)^5}{D^5}$, (16)

also der Druckverlust auf einer Länge L des Rohrstranges $h_1 = \frac{Q^2 (0,3)^5}{D^5} . L$. (17)

c) Zur Berechnung der Verluste bei Richtungsänderungen im Rohr gibt Weisbach folgende Formel:

Abb. 280.



1. Bezeichnen h_2 den Druckverlust, ω den Zentriwinkel der Krümmungsstelle, ϱ den Halbmesser der Krümmung, r die halbe Rohrweite, so ist (Abb. 280)

$$h_2 = \zeta_2 \frac{v^2}{2g} \frac{\omega}{90} \quad (18)$$

worin $\zeta_2 = 0,131 + 1,847 \left(\frac{r}{\varrho}\right)^{7/2}$ ist.

Werte für ζ_2 bei Krümmungen nach Weisbach.

$\frac{r}{\varrho} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_2 =$	0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,978

2. An einem Knierohre (Abb. 281) ist nach Weisbach der Druckverlust

$$h_3 = \left[0,9457\ \sin^2 \frac{\omega}{2} + 2,047 \sin^4 \frac{\omega}{2}\right] . \frac{v^2}{2g} \quad (19)$$

$$h_3 = \zeta_3 . \frac{v^2}{2g}.$$

Abb. 281.

Werte für ζ_3 bei Knickpunkten nach Weisbach.

für $\omega =$	20	40	60	80	90	100	110	120	130	140 Grad
$\zeta_3 =$	0,046	0,139	0,364	0,740	0,984	1,260	1,556	1,861	2,158	2,431

Die Werte sind für Rohrleitungen von 30 mm aufwärts gültig, während für engere Rohrleitungen ζ_3 bedeutend grösser ausfällt.

Abb. 282.

d) Der Druckverlust an einem Schieber oder einer Drosselklappe berechnet sich zu (Abb. 282)

$$h_4 = \zeta_4 . \frac{v^2}{2g}. \quad (20)$$

Werte für ζ_4 bei Schiebern nach Weisbach.

Bei der Stellhöhe $s =$	$^1/_8$	$^2/_8$	$^3/_8$	$^4/_8$	$^5/_8$	$^6/_8$	$^7/_8$ von d
und $\frac{F_1}{F} =$	0,948	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,159
wird $\zeta_4 =$	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

Für Drosselklappen gilt gleichfalls die Formel (20), nur hat der Koeffizient ζ_4 alsdann folgende Werte:

Formel $D^5 J^4 = a^4 v^7$ oder $D^{5/4} J = a . v^{7/4}$, woraus Formel (14) abgeleitet ist. Zum bequemeren Gebrauch dieser Formel gibt er zur Berechnung von D, J, v Tabellen für Dm. bis zu 1,40 m.

Werte für ζ_4 bei Drosselklappen.

	Stellwinkel der Drosselklappe gegen die Rohrachse														
	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
=	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞

e) Die Druckverluste an den Stellen, wo Querschnittsveränderungen stattfinden. 1. Wird ein Querschnitt an einem Flansch derart verengert, dass das Rohr mit dem kleineren Dm. scharfkantig an ein weiteres anschliesst, so ist der Druckverlust

$$h_5 = \zeta_5 \cdot \frac{v_2}{2g} \text{ worin } \zeta_5 = \frac{0{,}0765}{\mu^2} + \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)^2 \text{ ist.} \qquad (21)$$

μ bedeutet einen Einschnürungswert, v_2 die Geschwindigkeit im verengten Querschnitt. Ist F_2 der Querschnitt des engeren Rohres und F_1 der Querschnitt des weiteren Rohres, so gelten folgende Werte für ζ_5 und μ bei Rohrverengerungen (nach Weissbach 1843):

für $F_2 : F_1 =$	0,01	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$\zeta_5 =$	0,50	0,47	0,42	0,33	0,25	0,15	0,00
$\mu =$	0,64	0,65	0,66	0,70	0,75	0,84	1,00

Sind derartige Verengerungen an einem Flansche so gering, dass $\frac{F_2}{F_1} \backsim 1$ wird, so berücksichtigt man bei der Unsicherheit des Wertes für ζ_5 am einfachsten und genau genug alle Druckverluste durch derartige kleine, in einem Strange aufeinander folgende Verengerungen, indem man für F_2 den kleinsten Querschnitt und für F_1 den grössten setzt und den hieraus ermittelten Wert für ζ_5 an Stelle von Σ (ζ_5) einführt.

Bei einer allmählichen zentralen Verengerung des Rohrstranges kann man $\zeta_5 = 0{,}076$ einführen, da nach Formel (21) $\mu = 1$ zu setzen ist.

2. Bei einer allmählichen zentralen Erweiterung wird $h_6 = \zeta_6 \cdot \frac{v_3^2}{2g}$, wenn v_3 die Geschwindigkeit in dem erweiterten Profil F_1 bedeutet.

Es wird nach Fliegner (Zivilingenieur, 1875. S. 98) angenähert:

$$\zeta_6 = \left(\frac{F_1}{F_2} - 1\right)^2 \cdot \sin\alpha, \qquad (22)$$

wenn α den ∢ bezeichnet, den die Wandungen des Erweiterungsstückes im Achsenschnitt einschliessen.

3. Für Abzweige mit verengertem Querschnitt (gegenüber demjenigen des Hauptstranges), in welchem die Geschwindigkeit v_4 herrscht, wird $h_7 = \zeta_7 \cdot \frac{v_4^2}{2g}$, wobei ausserdem die Richtungsänderung nach Formel 19 zu berücksichtigen ist.

$$\left.\begin{array}{l} \zeta_7 \text{ für rechtwinkligen und scharfkantigen Abzweig} = 0{,}5, \\ \zeta_7 \text{ für rechtwinkligen Abzweig mit gebrochenen Kanten} = 0{,}25, \\ \zeta_7 \text{ für rechtwinkligen, aber gut abgerundeten Abzweig} = 0{,}06 - 0{,}01, \end{array}\right\} \qquad (23)$$

ζ_7 für spitzwinkligen Abzweig unter dem ∢ $(90 + \alpha)$ in der der Stromrichtung entgegengesetzten Richtung $= 0{,}5 + [0{,}3 \cdot \sin\alpha + 0{,}2 \cdot \sin^2\alpha]$.

Hiernach ist der Gesamtverlust aus a bis e

$$(h) = \left[1 + \zeta_0 + \zeta_1 \cdot \frac{L}{D} + \Sigma\left(\zeta_2 \cdot \frac{\omega}{90}\right) + \Sigma(\zeta_3) + \Sigma(\zeta_4)\right]\frac{v^2}{2g}$$
$$+ \Sigma(\zeta_5)\frac{v_2^2}{2g} + \Sigma(\zeta_6)\frac{v_3^2}{2g} + \Sigma(\zeta_7) \cdot \frac{v_4^2}{2g}. \qquad (24)$$

2. Die Festigkeit zylindrischer Rohre und die Vorrichtungen zum Schutze der Druckrohre gegen Wasserschläge. Da der Kreis in bezug auf Widerstandsfähigkeit und Materialaufwand die günstigste Querschnittsform darstellt, so kommen andere als kreisförmige Druckrohre in der Praxis nur an Spezialbauwerken (Dücker etc.) vor, wo für den Durchgang zylindrischer Rohre der Raum zu klein ist.

a) Gleichmässig verteilter, der Höhe der ruhenden Wassersäule entsprechender Innendruck > als der gleichmässig verteilte äussere Druck.

Es mögen bezeichnen:

D den inneren Rohrdurchmesser in cm,
δ die Wanddicke in cm,
k_z die zulässige Materialspannung in kg/qcm,
K_z Zugfestigkeit des Rohrmaterials in kg/qcm,
$\sigma = \frac{K_z}{k_z}$ das Sicherheitsverhältnis.
H = die statische Höhe der Wassersäule in m,
p_i den gleichmässig verteilten inneren Wasserdruck in kg/qcm = 0,1 H kg/qcm,
p_a den gleichmässig verteilten äusseren Druck in kg/qcm,
$p = p_i - p_a$ den inneren Überdruck in kg/qcm.

Betrachtet man ein Stück Rohr von 1,0 cm Länge, so gilt die Festigkeitsgleichung

$$D \cdot p_i - (D + 2\delta) \cdot p_a = 2\,\delta\,k_z \qquad (25)$$

demnach ist das Verhältnis der Wanddicke zum Dm.

$$\frac{\delta}{D} = {}^1/_2 \cdot \frac{p_i - p_a}{k_z + p_a} \qquad (26)$$

und die Zugspannung $k_z = {}^1/_2 \cdot (p_i - p_a) \cdot \frac{D}{\delta} - p_a$. (27)

Wenn p_a im Vergleich zu k_z sehr klein ist, kann man annäherungsweise setzen:

$$\delta = \frac{D}{2}\,\frac{p}{k_z} \qquad (28)$$

und man erhält dann $k_z = {}^1/_2\, p \cdot \frac{D}{\delta}$. (29)

Die in den kreisförmigen Querschnitten infolge des Wasserdruckes auftretende Längsspannung ist nur etwa halb so gross wie die Tangentialspannung, und sie spielt deshalb für die Bestimmung der Wandstärken bei der zunächst hier vorliegenden Betrachtung keine Rolle.

C. v. Bach[6]) hat neuere Formeln gegeben, welche der Elastizität der Rohre und der Verschiedenheit der Spannungen in den einzelnen Teilen des Querschnittes Rechnung tragen. Die Spannung ist an der inneren Kreisringschale der Rohrwandung am grössten und nimmt mit wachsendem Halbmesser nach der äusseren Wandungsschicht hin ab. Die Bachschen Formeln sind unter der Voraussetzung, dass sich die Rohre frei bewegen können, aufgestellt und lauten:

$$\delta = D/_2 \cdot \left\{ \sqrt{\frac{1 + 0{,}4\,\frac{p}{k_z}}{1 - 1{,}3\,\frac{p}{k_z}}} - 1 \right\} \qquad (30)$$

$$k_z = \frac{1{,}3\left(1 + \frac{2\delta}{D}\right)^2 + 0{,}4}{\left(1 + \frac{2\delta}{D}\right)^2 - 1}\, p \qquad (31)$$

[6]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880. S. 283. 364. 488.
C. Bach, Die Maschinenelemente. 9. Aufl. Stuttgart 1908. S. 39.

$$p = \frac{\left(1 + \frac{2\delta}{D}\right)^2 - 1}{1{,}3\left(1 + \frac{2\delta}{D}\right)^2 + 0{,}4} k_z \qquad (32)$$

Aus der Formel (30) ergibt sich, dass die Wandstärke des Rohres unendlich gross sein müsste für $p = \frac{k_z}{1{,}3}$.

Als Zugfestigkeit für Gusseisen K_z gilt 1300 kg/qcm und als diejenige Inanspruchnahme auf Zug, bei welcher die Elektrizitätsgrenze des Gusseisens liegt, 750 kg/qcm. Je nach der Sicherheit, welche man beansprucht, wird die zulässige Inanspruchnahme festzusetzen sein. In der Regel lässt man bei gutem Gusseisen nur eine Betriebsspannung von 65 bis 85 kg/qcm zu, sodass $\sigma = \frac{K_z}{k_z} = 20$ bis 15,3 würde.

Bei Druckrohren aus gutem Flusseisen kann man bei zehnfacher Sicherheit ($\sigma = 10$) noch Inanspruchnahmen von 400 bis 600 kg/qcm und bei Druckrohren aus Siemens-Martin-Stahl Inanspruchnahmen im normalen Betrieb von 700 bis 1000 kg/qcm zulassen. Bei genieteten Röhren sind die Nietlöcher abzuziehen. Bei Schweissrohren wird man nur 90 bis 95 % der sonst zulässigen Inanspruchnahme für die Schweisstelle zugrunde legen.

Bei der Anlage Novalesa a. d. Cenischia (444,7 m Druckhöhe und 0,78 m l. Dm.) wurde eine zulässige Inanspruchnahme für Siemens-Martin Stahl bei einem Zuschlag von 15 % zu der ruhenden Wassersäule für Wasserschläge von 1000 kg/qcm angenommen.

Bei der Anlage Champ (Fure et Morge) (35,0 m Druckhöhe und 3,30 m Dm.) ist für Siemens-Martin-Stahl in der Annahme eines gleichmässig verteilten, der ruhenden Wassersäule entsprechenden Innendruckes nur eine zulässige Beanspruchung von 440 kg zugrunde gelegt [7]).

Zu dem gleichmässig verteilten inneren Druck $p_i = 0{,}1$ H kg/qcm kommt noch der Druck der äusseren Luft. Da aber der gleiche Druck pro Einheit auch auf den äusseren Umfang des Rohres wirkt, so wird er für den Zustand der vollen Füllung der Leitung meistens bei obiger Rechnung vernachlässigt, obwohl der äussere Druck auf einer um 2δ grösseren Breite wirksam ist.

b) Ungleichmässig verteilter Innendruck. Die Untersuchungen mit Hilfe der oben angegebenen Formeln (20 bis 32) genügen für die Berechnung der grössten Beanspruchung des Leitungsmaterials nicht immer, wenn es sich um grössere Rohrweiten (mehr als 1,5 m Dm.) und um wenig geneigte Leitungen handelt, denn wenn eine solche Leitung nur bis zum Scheitel gefüllt ist, der Scheitel selbst aber noch druckfrei bleibt, so nimmt der Druck vom Scheitel nach der Sohle hin zu, und es treten Biegungsspannungen auf, die um so grösser werden, je grösser der Dm. ist und je kleiner die Fläche wird, auf welche sich der Gegendruck der Auflagerung äussert. Der Zustand des druckfreien Scheitels flachliegender Leitungen tritt besonders bei der Rohrfüllung auf. Kommt der Scheitel einer flachliegenden Leitung nach vollendeter Füllung unter Druck, so wird die Erhöhung der Wasserpressung zunächst eine Verminderung der grössten in den Rohrwandungen herrschenden Zugspannungen bewirken.

Philipp Forchheimer hat in seiner Abhandlung „Zur Festigkeit weiter Rohre“ in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.- Ver. 1904 Nr. 9 und 10 die Formeln zur

---

[7]) Ch. Lépine, Les Installations Hydro-Électriques de la Société de Fure et Morge. Paris 1903. S. 64.

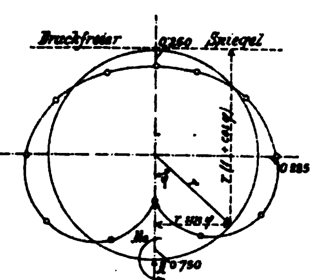
Berechnung der grössten Biegungsspannungen bei druckfreiem Scheitel bei verschiedenen Auflagerungen entwickelt.

Nachstehend sind unter Nr. 33 bis 41 die Forchheimerschen Formeln kurz wiedergegeben:

α) Für ein volles Rohr mit druckfreiem Scheitel und der Auflagerung nur an der tiefsten Stelle A (Abb. 283).

Wenngleich dieser Fall in der Praxis kaum vorkommt, so ist doch seine Betrachtung, weil er einen Grenzfall bietet, von Wert.

Abb. 283.



Das Moment in kg/cm an der Sohle wird $M_0 = \frac{3}{4}\gamma r^3$ (33)

und allgemein das Moment an einer durch den $\sphericalangle \varphi$ bestimmten Stelle:

$$M\varphi = \frac{\gamma r^3}{2}\left[1 - (\pi - \varphi)\sin\varphi + \frac{\cos\varphi}{2}\right]. \quad (34)$$

Das Moment hat seinen grössten Wert am Auflager, woselbst es die Krümmung verflacht.

In nachstehender Zusammenstellung sind die einzelnen Werte für $\frac{M}{\gamma r^3}$ nach Forchheimer angegeben.

für $\varphi =$	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
wird $\frac{M}{\gamma r^3} =$	+0,750	+0,368	+0,062	−0,156	−0,282	−0,320	−0,285	−0,197	−0,078	+0,046	+0,152	+0,225	+0,250

Mit der Krümmungsänderung sind Längenänderungen der einzelnen Dm. verbunden. Jeder Dm. reicht von einer Stelle φ zu einer Stelle $(\varphi + \pi)$ und die Längenänderung des zu φ gehörenden Durchmessers wird durch $\eta_\varphi + \eta_{(\varphi+\pi)}$ angegeben.

$$\text{Es ist } \eta_\varphi + \eta_{(\varphi+\pi)} = \frac{\gamma r^5}{EJ}\left(1 - \pi\,\frac{\pi - 2\varphi}{8}\cos\varphi - \frac{\pi}{4}\sin\varphi\right), \quad (35)$$

worin bedeuten r den Halbmesser in cm,

E den Elastizitätsmodul in kg/qcm[8]),

J das Trägheitsmoment der rechteckigen Schnittfläche der Rohrwandung von 1 cm Länge und der Höhe δ = der Wandstärke in cm $J = \frac{1}{12}\delta^3$,

η in cm die Verschiebung eines Ringteilchens in der Richtung des Halbmessers, also die Vergrösserung des Abstandes vom Mittelpunkt,

γ = Gewicht des Wassers pro cm³ = 0,001 kg.

für $\varphi =$	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
wird $\frac{E.J.[\eta_\varphi + \eta_{(\varphi+\pi)}]}{\gamma r^5} =$	−0,234	−0,196	−0,105	+0,0084	+0,114	+0,188	+0,215

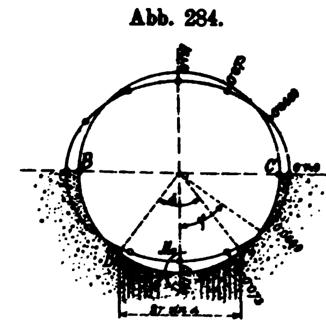
β) Für ein volles Rohr mit druckfreiem Scheitel und einer Auflagerung in ganzer Breite zwischen B bis C (Abb. 284).

Auf Erde gebettete Rohre sind in voller Breite unterstützt. Wie gross aber die Gegendrücke auf die einzelnen Stellen sind und welche Richtung sie haben, ist unsicher und hängt von der Art der Verlegung (Unterstopfung) ab. Man kann aber mit grosser Wahrscheinlichkeit annehmen, dass die Gegendrücke in der Sohle am grössten sind und von hier aus nach beiden Seiten bis zu B bezw. C auf

[8]) Für Gusseisen ist E = 750 000 bis 1 050 000,
„ Schweisseisen E = 2 000 000,
„ Flusseisen E = 2 150 000,
„ Siemens-Martin-Stahl E = 2 200 000.

0 abnehmen. **Forchheimer** macht die Annahme, dass der Gegendruck gegen ein Stück Rohroberfläche überall in der Richtung des betreffenden Rohrhalbmessers wirke und proportional sei dem Kosinus des $\sphericalangle \varphi$, also etwa $= a \cos\varphi$. Die Summe der lotrechten Teilkräfte der Gegendrücke oder

Abb. 284.



$$\int_{-\pi/2}^{+\pi/2} a \cdot r \cos^2\varphi \, d\varphi = a r \left(\frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi + \varphi}{2}\right)_{-\pi/2}^{+\pi/2} = \frac{a r \pi}{2}$$

muss dann gleich dem Gewichte des Rohrinhalts $= \gamma \pi r^2$ sein, woraus $a = 2 \gamma r$ folgt. Da nun der Wasserdruck auf die Innenleibung pro Flächeneinheit $\gamma r (1 + \cos\varphi)$ (36) beträgt, hat die Resultierende von Druck und Gegendruck auf der unteren Rohrhälfte die Grösse

$$\gamma r (1 + \cos\varphi) - a \cos\varphi = \gamma r (1 - \cos\varphi). \quad (37)$$

Gerade so gross ist aber der Wasserdruck auf ein Wandteilchen, welches lotrecht über dem betrachteten auf der oberen Rohrhälfte liegt. Der Rohrquerschnitt wird also nicht nur bezüglich seines lotrechten, sondern auch bezüglich seines wagerechten Durchmessers symmetrisch belastet und gebogen.

Das Moment an der Sohle ist $M_0 = \gamma r^3 \left(\frac{2}{\pi} - 1/2\right) = 0{,}137 \, \gamma r^3$ (38)

und allgemein

$$M_\varphi = \frac{\gamma r^3}{2} \left(\frac{4}{\pi} - \varphi \sin\varphi - \cos\varphi\right). \quad (39)$$

Für $\varphi =$	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
ist $\frac{M}{\gamma r^3} =$	0,137	0,120	0,073	0,0054	—0,0669	—0,125	—0,149

Ferner ist

$$\frac{EJ}{\gamma r^4} \eta = \frac{2}{\pi} + \frac{\varphi^2 \cos\varphi}{8} - \frac{3 \varphi \sin\varphi}{8} - \frac{\pi^2 \cos\varphi}{32} - \frac{3 \cos\varphi}{8}. \quad (40)$$

In dem zuletzt betrachteten Falle β ist die Längenänderung eines **Durchmessers** infolge der doppelten Symmetrie $= 2 \eta$ und es ergibt sich daher

für $\varphi =$	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$2 \frac{E \cdot J}{\gamma r^4} \eta =$	—0,0937	—0,0614	—0,0476	—0,0007	+0,0467	0,0820	0,0951

γ) **Volles Rohr, druckfreier Scheitel, Auflagerung in beliebiger Breite B'C' (Abb. 284) gekennzeichnet durch den $\sphericalangle \alpha$.**

Das grösste Moment herrscht am tiefsten Punkte und lässt sich ausdrücken durch

$$M_0 = \frac{3 \gamma r^3}{4} (1 - \sin\alpha) = \frac{3 \gamma r^2}{4} \left(r - \frac{b}{2}\right), \quad (41)$$

wenn man die Auflagerbreite $2 r \sin\alpha$ (Abb. 284) mit b bezeichnet.

Hierfür kann man als Näherungsformel auch setzen

$$M_0 = \frac{\gamma r^3}{4} (3 - \pi \sin\alpha). \quad (41a)$$

Für $\alpha =$	0°	15°	30°	45°
wird $\frac{M_0}{\gamma r^3} =$	0,75	0,547	0,357	(0,195) zu kleiner Wert nach der Näherungsformel (41a) 0,321 Wert nach genauerer Rechnung (41)

Beispiel zu β: Betrachtet man 1 cm Länge des Rohres der Anlage **Champ** (Fure et Morge) Taf. LX, Fig. 10) mit 330,0 cm lichtem Dm. an einer Stelle, wo die Wandstärke 0,7 cm beträgt und nähme eine Auflagerung in Boden wie nach (Abb. 284) zwischen B und C an, so würde das Biegungsmoment am tiefsten Punkt $M_0 = 0{,}137 \cdot 0{,}001 \cdot 165^3 =$ rd. 615 kg/cm, das Widerstandsmoment ist

$$\frac{0{,}7^2}{6} = 0{,}0817 \text{ cm}^3.$$

Die Beanspruchung k_z würde also sein $= \frac{615}{0{,}0817} =$ rd. 7528 kg/qcm, d. h. das Rohr würde wahrscheinlich brechen.

Man hat deshalb das Rohr in ein starkes Betonbett gelegt, welches eine Verbiegung des Rohres verhindern soll[9]).

Zur Berechnung der erforderlichen Betonstärke einer solchen Einhüllung kann folgende Überlegung dienen: Die Summe aller wagerechter Wasserdrücke auf eine Rohrhälfte bei druckfreiem Scheitel beträgt $2 \cdot \gamma \cdot r^2$ in kg.

Hiervon entfallen auf den oberen Quadranten $\frac{\gamma r^2}{2}$ und auf den unteren Quadranten $\frac{3 r^2 \gamma}{2}$. Von den Drücken im oberen Quadranten werden durch den Rohrquerschnitt im Scheitel $\frac{r^2 \gamma}{6}$ übertragen, sodass durch einen Gegendruck im Kämpfer $\frac{r^2 \gamma}{3}$ aufzunehmen sind.

Von dem Gesamtdruck im unteren Quadranten werden durch den Rohrquerschnitt in der Sohle $\frac{5}{6} r^2 \gamma$ übertragen, sodass durch den Gegendruck im Kämpfer $\frac{4 r^2}{6}$ aufzunehmen sind. Demnach beträgt der erforderliche Gesamtgegendruck im Kämpfer

$$G = \frac{4 r^2 \gamma}{6} + \frac{r^2 \gamma}{3} = r^2 \gamma \text{ in kg.} \qquad (42)$$

Beispiel: Betrachtet man die Druckleitung der Anlage Champ (Fure et Morge) (Taf. LX, Fig. 10) im Zustande der Füllung, aber mit druckfreiem Scheitel, so wird die erforderliche wagerechte Gegenkraft im Kämpfer auf 1 cm Länge des Rohres $r^2 \gamma = 165^2 . 0{,}001 = 27{,}225$ kg. Nimmt man die zulässige Belastung des Betons auf Abscheren in wagerechter Fuge zu 0,8 kg/qcm an, so muss die Dicke des Betonbettes im Kämpfer sein $\frac{27{,}225}{0{,}8} \backsim 34$ cm. Bei der ausgeführten Anlage ist die Dicke 0,50 m.

Aus den Formeln 33 bis 41 und den obigen Angaben folgt, dass man bei der Füllung der Rohre mit grosser Vorsicht zu Werke gehen muss und die Rohre nur langsam anfüllen darf, damit nicht auf die Rohrwandungen, welche während des Zustandes des druckfreien Scheitels infolge der Beanspruchungen durch die Biegungsmomente im Scheitel, der Sohle und dem Kämpfer etwa schon elliptisch verbogen sind, auch noch Wasserschläge einwirken können. Es hat sich wiederholt ereignet, dass bei der Füllung Druckrohre gebrochen sind, welche dem gleichmässig verteilten vollen Überdruck bei der betreffenden Anlage vollkommen hätten widerstehen können.

c) Die gleichmässig verteilten äusseren Drücke $>$ als die gleichmässig verteilten Innendrücke. Wie bereits erwähnt kann man den atmosphärischen äusseren Gegendruck bei gefülltem Rohr vernachlässigen, dagegen kann bei grösseren inneren Durchmessern der äussere atmosphärische Druck gefährlich werden, wenn bei dicht geschlossenen Schützen in der Druckkammer durch teilweise Entleerung des Rohres Luftleere im Innern eintritt. Bei völliger Luftleere würde der atmosphärische Aussendruck 1 kg/qcm betragen.

Beim Wasserkraft-Elektrizitätswerk an der Arve bei Chedde (Haute Savoie) (S. 604 ad 19) wurde eines der zwei verlegten Druckrohre mit 1400 mm innerem Dm. und 6 mm Wandstärke bei der Inbetriebsetzung von dem äusseren Luftdruck in die Form einer 8 zusammengedrückt, weil

---

[9]) Bei den Druckrohren der Anlage Jajce mit 1600 mm i. Dm. wurden auf der oberen nicht sehr stark geneigten Leitungsstrecke Versteifungsringe um die Rohre gelegt (Taf. LVIII, Fig. 7) und bei den mit schwacher Längeneigung verlegten Druckrohren der Anlage Ontario Power Co. (Taf. XLIV, Fig. 1 und 3 bis 5 und Taf. LVIII, Fig. 6) wurde die Leitung nicht nur mit Versteifungsringen versehen, sondern auch mit Beton fest umhüllt.

der obere Schieber geschlossen wurde, der untere aber aufblieb und das Luftrohr am oberen Ende ungenügend dimensioniert war.

Man muss daher, wenn die Rohrverschlüsse in der Druckkammer dicht schliessend vor der Mündung liegen sollen, sodass der freie Luftzutritt in die Druckleitung an der Einmündungsstelle verhindert ist (S. 827), genügend grosse Luftrohre (mit $\geqq 1/_5$ des Querschnitts der Druckrohrleitung) unmittelbar hinter der Ausmündung aus der Druckkammer anlegen.

Kleinere Wandstärken als 4 mm werden für Druckleitungen überhaupt nicht, kleinere als 5 mm selten verwendet. Bezeichnet k_d die zulässige Beanspruchung des Rohrmaterials auf Druck, so gilt für die Berechnung der Wandstärke nach dem Vorbild der Formel (26) die Gleichung

$$\delta = \frac{D}{2} \frac{p_a - p_i}{k_d - p} \tag{43}$$

$$\text{und für } p_i = 0;\ \delta = \frac{D}{2} \cdot \frac{p_a}{k_d} \text{ und } k_d = \frac{D \cdot p_a}{2\,\delta}. \tag{44}$$

Ferner genauer nach C. v. Bach, wenn der äussere Überdruck $p_a - p_i = p$ gesetzt wird

$$\delta = \frac{D}{2} \left\{ \sqrt{\frac{1}{1 - 1{,}7\,\frac{p}{k_d}}} - 1 \right\} \tag{45}$$

Flanschen[10]), Laschen, überplattete Nietungen etc. erhöhen natürlich die Festigkeit eines Rohres gegen äusseren Druck. Die zulässige Inanspruchnahme auf Druck ist

für Gusseisen etwa = dem $5^1/_2$ fachen der zulässigen Inanspruchnahme auf Zug, also ca. 358 bis 468 kg,

für Schweiss- und Flusseisen etwa = dem $^4/_5$ fachen der zulässigen Inanspruchnahme auf Zug, also ca. 320 bis 480 kg,

für Siemens-Martinstahl etwa = dem $^7/_9$ fachen der zulässigen Inanspruchnahme auf Zug, also ca. 545 bis 777 kg

anzunehmen.

Bei inneren Durchmessern bis zu 0,48 m bei schmiedeeisernen, und bis 0,77 m bei stählernen Rohren genügt daher nach (44) die Mindestwandstärke von 0,5 cm auch den Beanspruchungen durch den äusseren atmosphärischen Druck. Bei grösseren Durchmessern ist aber eine rechnerische Kontrolle zu empfehlen, wenn nicht für ausreichende Luftzuführung unter allen Umständen gesorgt ist.

d) Beanspruchung der leeren Leitung durch eine Einzellast. Kann im Scheitel eine Einzellast P auftreten und macht man die sehr ungünstige, praktisch sich kaum verwirklichende Annahme, dass der ganze Gegendruck in der tiefsten Sohlenlinie wirkt, so wird (Abb. 285)[10a]) bei leerem Rohre

$$M\varphi = M_0 + \frac{P}{2}\, r\,(1 - \cos\varphi). \tag{46}$$

Das Moment am Kämpfer, in diesem Falle mit M_0 bezeichnet, wird

[10]) Ph. Forchheimer, Berechnung des zulässigen Aussendrucks bei Ringen und Röhren. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899. Nr. 29.

[10a]) A. Frühling, Handb. d. Ing.-Wissensch. III. T. 4. Bd. Die Entwässerung der Städte. 1903. S. 123.

$$M_0 = -\left(\frac{\pi - 2}{2\pi}\right) P \cdot r = -0{,}182\ Pr \qquad (47)$$

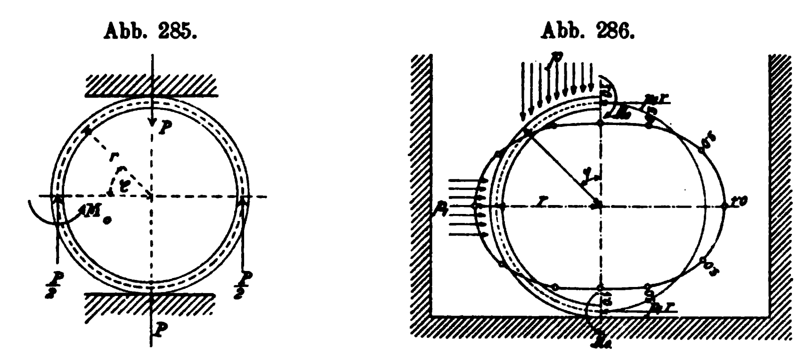
und das Moment im Scheitel und in der Sohle

$$M_{\left(\frac{\pi}{2}\right)} = -0{,}182\ P \cdot r + \frac{Pr}{2} = +0{,}318\ Pr \qquad (48)$$

Erscheint es bei sehr weiten Rohren geboten, in der Berechnung der Beanspruchungen durch äussere Drücke beim Zustande der Entleerung nach der Formel 44 oder 45 ausserdem noch das Eigengewicht der Rohrleitung zu berücksichtigen, so rechnet man ungünstig genug, wenn man unter Benutzung der Formel 47 und 48 für P das halbe Rohrgewicht pro lfd. Zentimeter einführt.

e) Beanspruchung zylindrischer Rohre durch Erddruck. Bei leeren Druckrohren, welche mit Boden bedeckt und in einer Baugrube verlegt sind, wird man am einfachsten einen über die wagerechte Projektion der Aussenleibung der oberen Rohr-

Abb. 285. Abb. 286.



hälfte gleichförmig verteilten Druck p, sowie einen über die lotrechte Projektion des ganzen Rohres gleichmässig verteilten, beiderseitig wirkenden, wagerechten Erddruck p_1 voraussetzen und weiter annehmen, dass die lotrechten Gegendrücke des Bodens im unteren Halbrohre ebenfalls gleichmässig verteilt und auch $= p$ seien (Abb. 286). Meist wird angenommen, dass die wagerechten Drücke $^1/_5$ bis $^1/_3$ der lotrechten ausmachen. Bei grösseren Rohrdurchmessern kann man die Zunahme der Erddrücke nach unten dadurch berücksichtigen, dass man die lotrechten Drücke p auf Grund der mittleren Tiefenlage t in m des Scheitels und p_1 auf Grund der mittleren Tiefenlage t_1 des Kämpfers bestimmt. Hat der Füllboden das Eigengewicht γ_1 (0,0014 bis 0,002 kg/cm^3), so ist dann $p = \gamma_1\ t$ und $p_1 = {}^1/_5$ bis $^1/_3 \cdot \gamma_1\ t_1$ in 100 kg/qcm.

Nur bei kleineren Bedeckungen bis zu etwa 0,70 m Höhe wird der ganze Erddruck des aufgeschütteten Bodens zur Wirkung kommen können. Bei grösseren Bedeckungstiefen dagegen wird anzunehmen sein, dass eine nach unten wachsende Pressung des Bodens an den Wänden der Baugrube stattfindet. Genauere Ermittelungen über diese Erddrücke fehlen noch; angenähert wird man bei den verschiedenen Füllhöhen t in m über dem Scheitel mit folgenden lotrechten Erddrücken pro qcm Grundfläche rechnen können [11]), wenn man das Gewicht γ_1 zu 0,002 annimmt.

Bei einer Überschüttungshöhe über dem Scheitel t von	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0 m und mehr
kann der lotrechte Erddruck p pro qcm in Rechnung gesetzt werden mit	0,16	0,22	0,26	0,31	0,33	0,34 kg

[11]) A. Frühling, Handb. d. Ing.-Wissensch. III. T. 4. Bd. Die Entwässerung der Städte. 1903. S. 118.

Bei grösseren Füllhöhen als 5,0 m über dem Scheitel wird der Erddruck auf die Rohre in Rohrgruben kaum noch zunehmen.

Liegt das Rohr unter einer Strasse, so kann noch eine mobile Belastung hinzukommen. Da aber dann auch mit einer festen Strassendecke über der Rohrgrube in den meisten Fällen zu rechnen sein wird, welche einen Teil des Druckes seitlich überträgt, so wird man den lotrechten Erddruck selbst nur mit etwa $^2/_3$ der obigen Zahl in Rechnung zu setzen brauchen. Nimmt man an, dass die mobile Last gleichmässig verteilt 5000 kg/qm beträgt und dass ihre Wirkung auf das Rohr über eine Tiefe von 5,0 m nicht hinausreicht, im übrigen aber mit dem Quadrat der Tiefe abnimmt, so würden sich etwa folgende lotrechte Drücke ergeben:

Bei t in m	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Gesamtdruck p einschliessl. mobiler Last pro qcm	0,43	0,35	0,29	0,24	0,22

Danach würde man also für grössere Rohrtiefen als 3,0 m bei Annahme einer mobilen Last und fester Strassendecke kleinere Drücke als bei einfacher Zufüllung der Rohrbaugrube mit losem Boden erhalten.

Nach den gemachten Annahmen sind die lotrechten und wagerechten Drücke auf beide Rohrhälften symmetrisch verteilt, und es muss im Scheitel und in der Sohle die eine Rohrhälfte auf die andere einen Druck $p_1 \cdot r$ (Abb. 286) ausüben.

Es ist das Moment an einer durch den Zentriwinkel φ bestimmten Stelle [12])

$$\left.\begin{array}{l} M_{(\varphi)} = \frac{EJ}{r^2}\left(\eta + \frac{d^2\eta}{d\varphi^2}\right) = -\frac{pr^2}{2}\sin^2\varphi + p_1 r^2(1-\cos\varphi) - \frac{p_1 r^2}{2}(1-\cos\varphi)^2 + \\ \qquad + M_0 = -(p-p_1)\frac{r^2}{2}\sin^2\varphi + M_0 \end{array}\right\} \qquad (49)$$

Die Lösung von (49) lautet:

$$\frac{EJ}{r^2}\eta = -(p-p_1)\frac{r^2}{6}(1+\cos^2\varphi) + M_0 + C_1\sin\varphi + C_2\cos\varphi \qquad (50)$$

und

$$\frac{EJ}{r^2}\frac{d\eta}{d\varphi} = (p-p_1)\frac{r^2}{3}\sin\varphi\cos\varphi + C_1\cos\varphi - C_2\sin\varphi \qquad (51)$$

Daraus, dass für $\varphi = 0$ und $\frac{\pi}{2}$ der Differentialquotient $\frac{d\eta}{d\varphi} = 0$ werden muss, folgt $C_1 = C_2 = 0$

oder

$$\frac{EJ}{r^2}\eta = -(p-p_1)\frac{r^2}{6}(1+\cos^2\varphi) + M_0 \qquad (52)$$

und daraus, dass der Viertelumfang seine Länge nicht verändern darf, folgt

$$\frac{EJ}{r^2}\int_{\varphi=0}^{\varphi=\frac{\pi}{2}} \eta\, d\varphi = 0$$

oder

$$\left.\begin{array}{l} \left[-(p-p_1)\frac{r^2}{12}(3\varphi + \sin\varphi\cos\varphi) + M_0\varphi\right]_0^{\frac{\pi}{2}} = 0 \\ \text{oder} \\ M_0 = (p-p_1)\frac{r^2}{4} \end{array}\right\} \qquad (53)$$

[12]) Nach Philipp Forchheimer, Zur Festigkeit weiter Rohre. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904. Nr. 10, S. 151. Wegen der Bedeutung der Buchstaben siehe S. 891.

Aus 49 und 53 folgt

$$M_\varphi = (p - p_1)\frac{r^2}{4}(1 - 2\sin^2\varphi) = M_0(1 - 2\sin^2\varphi). \tag{54}$$

Für $\varphi = 90^0$ wird $M = -(p - p_1)\cdot\frac{r^2}{4}$. (55)

Ist δ in cm die Stärke der Rohrwandung und werden p und p_1 in kg/qcm, r in cm, k die zulässige Beanspruchung in kg/qcm ausgedrückt, so muss für einen Ring von 1 cm Länge sein

$$\left.\begin{array}{c}(p - p_1)\cdot\frac{r^2}{4} = \frac{k\cdot\delta^2}{6} \text{ und } \delta = 1{,}22\,r\cdot\sqrt{\frac{p - p_1}{k}} \\ \text{oder} \\ k = 1{,}5\,r^2\left(\frac{p - p_1}{\delta^2}\right).\end{array}\right\} \tag{56}$$

Nach Gleichung (50) wird die Krümmung am Scheitel und an der Sohle verflacht und an den Kämpfern verschärft.

Die Halbmesser verändern ihre Länge um

$$\eta = \frac{(p - p_1)\,r^4}{12\,E\,.\,J}(2\sin^2\varphi - 1), \tag{57}$$

der lotrechte Durchmesser wird also um $2\,\eta = \frac{(p - p_1)\,r^4}{6\,E\,J}$ (58)

verkürzt, der wagerechte um eben so viel verlängert.

Beispiel: Bei der Anlage Champ (Fure et Morge) ist $r = 165$. Bei einer Überschüttung mit Boden (Gewicht $\gamma_1 = 0{,}0016$) von $t = 0{,}40$ m würde $p = 0{,}064$, $p_1 = 0{,}016$ zu setzen sein, und es ergäbe sich ein Moment im Scheitel von $M = \frac{(0{,}064 - 0{,}016)\,.\,165^2}{4} = 326$ cm/kg und bei einer Wandstärke von 0,7 cm würde die Beanspruchung $k_d = \frac{326\,.\,6}{0{,}7^2} = 3992$ kg/qcm. Zu dieser Beanspruchung kann bei voller Füllung, aber druckfreiem Scheitel, wie S. 892/893 gezeigt wurde, noch ein Moment $= 615$ kg/cm und eine Beanspruchung von 7528 kg/qcm hinzukommen, was den Bruch des Rohres sicher herbeiführen müsste, wenn nicht durch die Einbetonierung (Taf. LIX, Fig. 10) die wagerechten Gegendrücke p_1 so verstärkt wären, dass eine Verlängerung des wagerechten Durchmessers nicht oder nicht in erheblichem Masse eintreten kann.

Wegen der Beanspruchung der Rohrwandungen bei Auflagerung der Rohre auf einzelnen Pfeilern siehe S. 926 und 927.

f) Die Beanspruchungen durch Wasserschläge und die Vorrichtungen zum Schutze der Druckrohre gegen solche. Die in einer Druckleitung von der Länge L in m und dem lichten Querschnitt F in qm mit der Geschwindigkeit v in m/sek. in Bewegung befindliche Wassersäule hat eine Arbeitsfähigkeit (lebendige Kraft) in m/kg von $A = \frac{F\,L\,\gamma\,v^2}{2\,g}$ (59) wobei das spezifische Gewicht $\gamma = 1000$ kg zu setzen ist. Wenn eine solche strömende Wassersäule durch Schliessung der Regulierungsorgane der Turbine oder eines Schiebers oder einer Drosselklappe in ihrer Bewegung plötzlich gehemmt würde, so müsste sich die Vernichtung der obigen Arbeitsfähigkeit in einer Erhöhung des hydraulischen Druckes auf die Rohrwandungen äussern. Nach Formel (24) ist die hydraulische Druckhöhe bei ungestörter Bewegung des Wassers am unteren Ende der Leitung, wenn H die Höhe (Gefälle) der ruhenden Wassersäule ist

$$h_1 = H - (h). \tag{60}$$

Diese Druckhöhe muss sich also infolge der Hemmung der Wassersäule um einen Wert $h_0 =$ der Druckerhöhung vergrössern.

Nach Wissen des Verfassers war A. Budau 1905 der erste, welcher dieses wichtige Problem in einer für die Praxis des Ingenieurs brauchbaren

Weise behandelt hat und die nachfolgenden Angaben erfolgen grösstenteils auf Grund der Budauschen Veröffentlichung[18]).

Der genannte Autor kommt für den in der Praxis tatsächlich nicht vorkommenden Fall eines plötzlichen Schlusses der mit strömendem Wasser versehenen Leitung zu folgendem Ausdruck für die Druckerhöhung

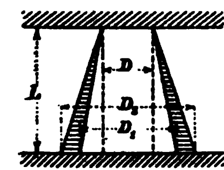
$$h_0 = h_2 - h_1 = \sqrt{h_1^2 + \frac{3\,\delta\,E\,v^2}{D\,\gamma \cdot g}} - h_1. \tag{61}$$

Hierin bedeuten

h_0 die Druckerhöhung am unteren Ende der Leitung in m Wassersäule,
h_2 den Gesamtdruck am unteren Ende der Leitung in m Wassersäule,
h_1 den Betriebsdruck am unteren Ende der Leitung in m Wassersäule H—(h),
δ die Wandstärke des Rohres, D den Dm. des Rohres } in beliebigen, aber gleichen Längeneinheiten,
E den Elastizitätsmodul des Rohrmaterials pro qm. Die Zahlenangaben in Fussnote 8 S. 891 sind mit 10^4 zu multiplizieren,
v die Geschwindigkeit des Wassers in m/sek.
$g = 9{,}810$ m und γ das Gewicht eines cbm Wassers = 1000 kg.

Budau nimmt an, dass die Arbeitsfähigkeit A der als völlig unelastisch vorausgesetzten Wassersäule dazu aufgebraucht wird, um die Rohrwandungen elastisch auszudehnen und dass sich die elastische Erweiterung des Rohres bei im Längsprofil gleichmässig geneigter Leitung von der Länge L durch die schraffierten Flächen der Abb. 287 darstellen lässt. In der Abb. 287 bedeuten D den normalen l. Dm. der Leitung, D_1 den Dm. am unteren Ende, welcher der elastischen Erweiterung durch den normalen Betriebsdruck h_1 entsprechen würde, und D_2 den Dm. der elastischen Erweiterung am unteren Ende entsprechend dem Gesamtdrucke h_2.

Abb. 287.



Ist eine Druckleitung im Längsprofile geknickt, so müsste man die Untersuchung von Knickpunkt zu Knickpunkt vornehmen, um die Voraussetzung gleichmässiger linearer Druckzunahme auf einer Strecke L machen zu können. Die Formel (61) enthält auffälligerweise die Länge der Rohrleitung nicht. Budau erklärt das als ganz einleuchtend, da jedem Meter Länge der Energie führenden Wassersäule ein Meter Energie aufnehmender Rohrwandung gegenüberstehe. Bei der Annahme, dass der Abschluss nicht plötzlich, sondern innerhalb einer bestimmten Zeit erfolgt, behält, wie die Formeln 64 bis 67 zeigen werden, die Länge ihren Einfluss.

Beispiel: In einer Rohrleitung von 1800 mm Dm. ströme Wasser mit einer Geschwindigkeit $v = 2$ m/sek. Die untersten Rohre aus Stahlblech haben 16 mm Wandstärke; die Leitung stehe unter einer Druckhöhe von 90 m, also einem Drucke von 90000 kg/m². Wie hoch wird der Druck bei plötzlichem Abschlusse steigen?

Es ist nach Formel (61)

$$h_2^2 = 90^2 + 3\,\frac{16}{1800} \times \frac{2 \times 10^{10} \times 2^2}{1000 \times 9{,}81},$$

$$h_2 = \sqrt{225\,565} = 475 \text{ m};$$

der Druck pro Flächeneinheit wird

$$p_1' = 47{,}5 \text{ kg/qcm},$$

und die Druckerhöhung

$$(h_0) = 475 - 90 = 385 \text{ m}.$$

Die Drucksteigerung wird also bei dem angenommenen — praktisch unmöglichen — plötzlichen Abschlusse nicht ganz 40 Atm., also mehr als das vierfache von p_1 betragen. Dabei würden die untersten Rohre eine Beanspruchung

$$k_{(h_2)} = \frac{D}{2} \cdot \frac{p}{\delta} = \frac{180}{2} \times \frac{47{,}5}{1{,}6} = 2672 \text{ kg/cm}^2$$

erleiden, was allerdings über die Elastizitätsgrenze gehen, aber noch einige Sicherheit gegen Bruch bedeuten würde. Die normale Beanspruchung der Rohrwandung beträgt dagegen nur

$$k_z = \frac{D}{2} \cdot \frac{p}{\delta} = \frac{180}{2} \cdot \frac{9}{1{,}6} = 506 \text{ kg/qcm}.$$

18) Professor A. Budau, Wien, Druckschwankungen in Turbinenzuleitungsrohren. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1905. Nr. 29—31. Vergl. hierzu auch: Comte de Sparre: Des effets de résonance, qui peuvent se produire pour les hautes chutes dans les coups de bélier. La Houille Blanche, Révue Générale des Forces Hydro-Electr. 1907. S. 203 u. ff.

Würde die Blechwand der Rohre nur 8 mm stark sein, so wären dieselben normal mit $\backsim$ 1000 kg/qcm, also hoch beansprucht. Bei einem plötzlichen Abschlusse jedoch würde die Druckerhöhung weitaus weniger betragen als bei starken Wänden, da eben die schwächeren Rohrwandungen sich leichter dehnen können. Es berechnet sich für $\delta = 8$ mm der Druck pro Flächeinheit:

$$p_l = \sqrt{1168 \times 10^8} \backsimeq 341000 \text{ kg/m}^2 \backsimeq 34{,}1 \text{ kg/qcm},$$

also weniger als das Vierfache des normalen Betriebdrucks p_l bei 90,0 m Wassersäule = 9,0 kg/qcm; ferner wäre

$$k'_{(h_2)} = \frac{180}{2} \times \frac{34{,}1}{0{,}8} = 3836 \text{ kg/cm}^2,$$

also lange nicht das Doppelte des oben gefundenen Wertes von 2672 kg/m², wie bei halb so starken Wandungen zu erwarten gewesen wäre.

Das berechnete Beispiel lässt erkennen, dass bei hohen Gefällen eine absolute Sicherheit bei plötzlichem Abschlusse nur durch übermässige Verstärkung der Rohrwandungen zu erzielen sein würde, was die Leitungen ausserordentlich verteuern müsste. Tatsächlich erfolgt die Schliessung einer Druckleitung niemals plötzlich, wenngleich mit Rücksicht auf die Ansprüche an die Gleichförmigkeit des Ganges der von den Turbinen anzutreibenden elektrischen Generatoren die Reglerorgane der modernen Turbinen so vervollkommnet sind, dass eine sehr schnelle Schliessung (zwei bis sechs Sekunden) erfolgen kann. Obwohl die Wasserschläge selbst bei sehr schneller Schliessung schon erheblich kleiner sind als sie bei plötzlicher Schliessung werden müssten, *so ist es wirtschaftlich dennoch geboten, an längeren Rohrleitungen Vorrichtungen zu treffen, welche es unmöglich machen, dass auch nur angenähert so starke Wasserschläge auftreten können, wie sie durch plötzliches Schliessen entstehen müssten.* Weil es bisher an brauchbaren Formeln fehlte, um die betreffenden Kräfte mit einiger Sicherheit berechnen zu können, findet man allerdings auch häufiger solche Sicherheitsvorrichtungen bei Anlagen, bei denen die Festigkeit der Leitung vollkommen ohne dieselben ausreichend sein würde.

Die Schliessung von Drosselklappen erfolgt im allgemeinen erheblich langsamer als die der Reglerorgane in den Turbinen und noch sehr viel langsamer werden Schieber mit Schraubenspindeln geschlossen.

Bei Schliessung einer mit strömendem Druckwasser gefüllten Leitung in einer bestimmten Schlusszeit T wird die bewegte Wassersäule auf den Abschlussapparat einen Stoss ausüben, der sich in der Flüssigkeit und auf die Rohrwandungen als Druckerhöhung äussert und sich infolge der sehr kleinen Zusammendrückbarkeit des Wassers nach rückwärts gegen den Einströmungsquerschnitt mit abnehmender Stärke fortpflanzen muss (Abb. 287). Da sich hierbei die Rohrwandungen ausdehnen und wieder zusammenziehen, so entstehen Schwingungen und infolgedessen schwankende Drücke. Da nun der Regulator der Turbine immer dann schliesst, wenn eine Druckerhöhung eintritt, wodurch der Druck noch mehr gesteigert wird und sich immer dann öffnet, wenn eine Druckabnahme in der Leitung erfolgt, infolgedessen diese Druckabnahme weiter sinkt, *so können die Schwingungen des Wassers und der Rohrwandungen in sehr ungünstigen Fällen infolge Resonanz der Schwingungen zu sehr hohen Werten anwachsen,* zu deren genauer Bestimmung bis heute nach Wissen des Verfassers noch die empirischen Anhaltspunkte fehlen. Es ist daher zu empfehlen bei Festsetzung der Wandstärken, auch wenn die Wasserschläge mit Hilfe der nachstehenden Formeln berücksichtigt werden, dennoch die zulässigen Beanspruchungen nicht höher als nach den Angaben S. 890 u. 894 anzunehmen.

Nach dem Gesetze von der Massenbeschleunigung (Antrieb) ist

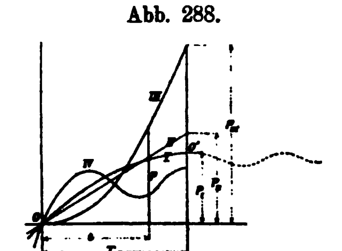
$$\int p\,dt = \int M dv. \tag{62}$$

Die Masse der Wassersäule ist $M = \frac{L \cdot F \cdot \gamma}{g}$.

Die Stosskraft p hängt von der Zeit ab, innerhalb welcher der Abschluss erfolgt, sie wächst von 0 beim Beginn des Abschlusses bis zu einem Höchstwert an, welcher wahrscheinlich im letzten Moment des Abschlusses erreicht wird. Budau macht für den Verlauf der Druckerhöhungen drei Annahmen (Abb. 288) und zwar nach Kurve II die Annahme einer linearen und nach den Kurven I und III einer parabolischen Drucksteigerung. Bei der linearen Zunahme nach Kurve II würde sich verhalten:

$$\frac{\text{Stosskraft nach Verlauf der Zeit t vom Beginn des Abschlusses}}{\text{Stosskraft am Ende des Abschlusses}} = \frac{p_{II}}{P_{II}} = \frac{t}{T}$$

Abb. 288.



$$\text{oder } p_{II} = P_{II} \cdot \frac{t}{T}. \tag{62}$$

Dies in die Grundgleichung eingesetzt ergibt $\int_{t=0}^{t=T} \frac{P_{II}}{T} \cdot t \cdot dt = Mv$

$$\text{und integriert } T = \frac{2\,Mv}{P_{II}}$$

$$\text{oder } P_{II} = \frac{2\,Mv}{T} = \frac{2\,LF\gamma \cdot v}{g\,T}. \tag{63}$$

Dividiert man die letztere Gleichung durch den Querschnitt F, so erhält man die Stosskraft pro Flächeneinheit. Drückt man dieselbe in m Wassersäule aus, d. h. setzt $\gamma \cdot h_0 = \frac{P_{II}}{F}$, so wird der Höchstwert der Druckerhöhung bei Beendigung des Abschlusses

$$h_0 = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g\,T} \tag{64}$$

und der Gesamtdruck

$$h_2 = h_1 + \frac{2\,Lv}{g\,T}. \tag{65}$$

Bei Annahme einer Drucksteigerung nach Kurve III ergibt sich

$$h_2 = h_1 + \frac{3 \cdot L \cdot v}{g\,T}, \tag{66}$$

die Druckerhöhung würde also um 50 % grösser. Nimmt man die Abhängigkeit der Stosskraft P von t nach Kurve I als Parabel mit dem Scheitel in O′ an, so ergibt sich

$$h_2 = h_1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{L \cdot v}{g\,T}. \tag{67}$$

Budau ist der Ansicht, dass die Formel (67) die zutreffendste sein wird. Sie würde eine Fortsetzung als Sinuslinie entsprechend den Druckschwankungen gestatten.

Beispiel: Eine 580,0 m lange Rohrleitung von 1,800 m Dm., in welcher das Wasser mit der Geschwindigkeit v = 2 m strömt, werde in 4 Sekunden geschlossen; das Gefälle betrage 90,0 m, sodass die untersten Rohre stets unter einem Drucke von 90 m Wassersäule stehen.

Der maximale Druck am Ende des Abschlusses ist nach (67)

$$h_2 = 90 + \frac{3 \times 580 \times 2}{2 \times 9{,}81 \times 4} = 90 + 44{,}3 = 134{,}3 \text{ m}.$$

Die Druckerhöhung beträgt sonach 44,3 m Wassersäule, d. i. ∽ 4½ Atm.

Professor A. Rateau[14]) gelangt nach einer analytischen Behandlung, in der jedoch der Einfluss der Rohrerweiterung auf die Druckerhöhung nicht berücksichtigt wird, zu dem Ausdruck $\frac{h_2}{h_1} = \frac{2 + n}{2 - n}$,

14) Professeur A. Rateau, Traité des Turbo-Machines, Paris. 1900. S. 245.

wobei $n = \frac{L \cdot v}{g T \cdot h_1}$ ist. Hiernach ergäbe sich bei dem obigen Beispiel $n = 0{,}328$ und

$$h_2 = 90 \cdot \frac{2{,}328}{1{,}672} = 125{,}28$$

entsprechend einer Druckerhöhung von 35,0 m.

M. L. Allievi[15]) hat die Frage des hydraulischen Stosses in Rohrleitungen mit Berücksichtigung der Elastizität der Rohrwände und auch der Zusammendrückbarkeit des Wassers behandelt und kommt zu dem Schlusse, dass die Druckerhöhung nach Kurve IV (Abb. 288) sinusartig verläuft.

Nach Allievi würde man bei dem obigen Beispiel noch innerhalb der Schlusszeit, also innerhalb 4 Sekunden, einen Maximalwert der Druckzunahme bei $t = 1{,}6$ Sekunden erhalten, der $127{,}6 - 90 = 37{,}6$ m beträgt, hierauf würde Druckabnahme folgen, sodass bei $t = 3$ Sekunden der Druck 123,8 m betragen würde, dann bis zum Abschlusse Druckzunahme auf 125 m.

Budau weist noch darauf hin, dass behufs Aufstellung einer empirischen Formel sich die Kurve der maximalen Druckerhöhungen über einen gegebenen Anfangsdruck h_1 hinaus, welche am Ende einer bestimmten Leitung bei Abschluss innerhalb verschiedener bestimmter Zeiten mit Berücksichtigung des Nachgebens der Rohrwandungen auftreten können, wahrscheinlich durch eine gleichseitige Hyperbel darstellen lasse. Die maximale Druckerhöhung wird mit wachsender Schlusszeit kleiner und muss zur Zeitachse asymptotisch verlaufen, da bei einer unendlich langen Schlusszeit keine Druckerhöhung stattfindet. In der Abb. 289 sind NN′ und NB die Asymptoten. N ist der Koordinatenmittelpunkt. Die X-Achse halbiert den rechten Winkel N′NB und die Y-Achse geht durch N und bildet mit NN′ einen Winkel von 45°. Bei einer gleichseitigen Hyperbel stehen bekanntlich die Asymptoten rechtwinklig aufeinander und die Mittelpunktgleichung lautet: $x^2 - y^2 = a^2$. Wenn man die Druckerhöhung bei plötzlichem Schluss, also für $T = 0$ nach Formel (61) berechnet und als Länge O A (Abb. 289) auf einer wagerechten Linie NB aufträgt, und dann ferner eine zweite Druckerhöhung (h_2) bei einem Abschluss in einer beliebigen Zeit T_2 an einer Druckleitung feststellen kann, so liesse sich danach der Koordinatenmittelpunkt N finden und die gleichseitige Hyperbel der maximalen Druckerhöhungen für die betreffende Leitung als Funktion von t konstruieren.

Abb. 289.

Es wäre sehr wünschenswert, wenn Betriebsleiter von Wasserkraftanlagen, denen die Möglichkeit der Feststellung von Druckerhöhungen bei verschiedenen Schlusszeiten gegeben ist, die Kosten und Arbeit aufwenden würden, um die Richtigkeit der Budauschen Annahmen und Rechnungen zu bestätigen. Jedenfalls sollten am unteren Ende von Druckleitungen jedesmal Vorrichtungen angebracht werden, um Druckmesser (möglichst selbstschreibende) aufsetzen zu können. Die Kosten sind im Verhältnis zu den Gesamtkosten unbedeutend. Die genaue Kenntnis der Druckverhältnisse in der Druckleitung wird aber oft zu Verbesserungen in der Anlage und im Betriebe führen[16]).

Für die Druckerhöhung durch Schliessung eines Schiebers, welche stets verhältnismässig langsam (in mehreren Minuten) vor sich geht, hat Forchheimer[17]) folgenden Ausdruck ermittelt: $h_0 = 0{,}4 \sqrt{\frac{r}{R - r} \cdot \frac{L \cdot \sqrt{H}}{T}}$. (68)

[15]) M. L. Allievi, Revue de Mécanique. Januar- und März-Nummer. 1904.

[16]) Bei verschiedenen Werken sind solche Druckmesser angebracht, so z. B. auf dem Druckrohr der Anlage Livet (S. 528).

[17]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1893. S. 216.

Toukowski, Über den hydraulischen Stoss in den Wasserleitungsrohren. St. Petersburg 1900. Voss Sortiment Leipzig.

Tabelle III.

Übersicht über die Wandstärken, die Art der Verlegung von Druckrohrleitungen, die Entfernung der Stütz-

Laufende Nummer	Bezeichnung der Anlage	Anzahl der Druckleitungen und a) Innerer Dm. in m b) Wandstärken in mm	Länge der Druckleitung in m (ungefähr)	Druckhöhe am Ende der Leitung in m Wassersäule	Geschwindigkeit des Wassers in der Druckleitung in m/sek.	a) Art der Verlegung der Druckleitung und b) bei offener Verlegung die Entfernung der Stützpfeiler von Mitte zu Mitte in m
1	2	3	4	5	6	7
1.	Vizzola, Taf. II, Fig. 2 u. S. 849	10 Druckleitungen a) 2,0 m	etwa 46,0	28,0 bis 25,0	2,27 bis 2,55	a) offen auf gusseisernen Lagerschalen b) 7,725
2.	Bergamasca, Taf. IX, Fig. 6 u. S. 865	1 Druckleitung mit a) 2,5 m 1 Druckleitung mit a) 1,8 m	etwa 50,0 etwa 65,0	27,5 bis 24,0	2,04 1,31	a) offen auf gusseisernen Lagerschalen b) etwa 6,0 bis 8,0
3.	Funghera, Taf. X, Fig. 9 u. S. 868	2 Druckleitungen mit a) 1,5 m	etwa 100,0	63,0	1,42	a) offen in einem Betongewölbe b) ?
4.	Ala Ceres, Taf. XI u. S. 871	1 Druckleitung für jedes der drei hintereinander geschalteten Krafthäuser a) 1,10 m	etwa 200 bis 250	100 bis 95,0	1,55	bedeckt
5.	Novalesa a. d. Cenischia, Taf. XII, Fig. 1 u. 5 u. S. 875	2 Druckleitungen für jedes der zwei übereinander liegenden Krafthäuser a) 0,72 m	1060	444,70 für das untere, 414,18 für das obere Krafthaus	1,91	bedeckt
6.	Morbegno, Taf. XVII, Fig. 3—6 u. S. 892	2 Druckleitungen a) 2,50 m	68,0	30 bis 28,0	2,85	a) offen in gusseisernen Lagerschalen b) ?
7.	La Goule, Taf. XVIII u. S. 898	1 Druckleitung a) 2,25 m	90,0	26,0 bis 24,0	normal 2,14 maximal 4,0	a) auf der halben Länge offen, auf der zweiten Hälfte bedeckt b) etwa 6,0 m
8.	Les Clées, Taf. XIX u. S. 403 u. 405	1 Druckleitung a) 1,2 m	etwa 80,0	47,0	2,66 bis 3,54	a) auf einem Teil der Länge offen, auf dem Rest bedeckt
9.	Kubelwerk, Taf. XXI, Fig. 1 u. 2 u. S. 411 u. 416	1 Druckleitung a) 1,6 m b) oben 5,5 mm, unten 14,5 mm	294	92 bis 87	2,28	a) offen auf gusseisernen Lagerschalen b) oben 7,454, unten 5,51 bis 5,94

Tabelle III.

pfeiler bei offener Verlegung und die Art der Sicherheitsvorrichtungen gegen Wasserschläge bei 21 Anlagen.

Art, Grösse und Umdrehungszahl der Turbinen (die Tafelangaben beziehen sich auf die Darstellung der Turbinen)	Art der Sicherheitsvorrichtungen gegen Wasserschläge						
	Windkessel	Standrohre	Sicherheitsventile	Synchrone zwangsläufige Nebenauslässe	Synchrone freiläufige Nebenauslässe mit Kataraktkolben	Verlangsamung des Schlussvorgangs gegen Ende der Schlussbewegung	Dauernde Offenhaltung einer Freistrahldüse bei Hochdruckturbinen
8	9	10	11	12	13	14	15
Liegende Francis-Gehäuseturbinen von je 2000 PSe mit 187 Uml./Min.	—	Druckrohr mündet oben in die offenen Druckkammern aus	—	—	—	—	—
wie ad 1 von 400, 600 u. 800 PSe mit 230 u. 300 Uml./Min.	—	wie ad 1	—	—	—	—	—
wie ad 1 von 1500 PSe mit 200 Uml./Min.	auf dem gemeinsamen Verteilungsrohr von 2,0 m Dm.	wie ad 1	—	—	—	—	—
wie ad 1 von 700 PSe mit 375 Uml./Min.	auf dem Ende der Druckleitung	wie ad 1	—	für jede Turbine	—	—	
Liegende Piccard. & Pictet Turbinen (System Schwamkrug) von 1600 PSe mit 500 Uml./Min.	—	wie ad 1	—	—	—	durch den Klinkenregler	
Liegende Francis-Gehäuseturbinen von 2000 PSe mit 150 Uml./Min. (Taf. LXX, Fig. 1—3)	—	wie ad 1	—	—	—	—	—
Stehende konische Gehäuseturbinen von 500 PSe u. 200 Uml./Min. von 650 PSe u. 375 Uml./Min. u. eine liegende Francis-Gehäuseturbine von 1500 PSe u. 350 Uml./Min.	—	wie ad 1	—	—	—	—	—
Liegende Piccard & Pictet Gehäuseturbinen mit Spaltschieber (Taf. LXXII, Fig. 1 u. 2) von 300 PSe mit 430 Uml./Min.	—	wie ad 1	—	—	—	—	—
Liegende Pelton-Turbinen von 500 PSe mit 375 Uml/Min. u. desgl. von 1000 PSe mit 300 Uml./Min. (Taf. LXXVI, Fig. 4 u. 6)	—	Druckrohr mündet oben in den Stauweiher. An der Mündung dichter Verschluss und deshalb Luftrohr an der Luftseite der Sperrmauer	—	—	für jede Turbine	—	—

Fortsetzung der Tabelle III.

Laufende Nummer	Bezeichnung der Anlage	Anzahl der Druckleitungen und a) Innerer Dm. in m b) Wandstärken in mm	Länge der Druckleitung in m (ungefähr)	Druckhöhe am Ende der Leitung in m Wassersäule	Geschwindigkeit des Wassers in der Druckleitung in m/sek.	a) Art der Verlegung der Druckleitung und b) bei offener Verlegung die Entfernung der Stützpfeiler von Mitte zu Mitte in m
1	2	3	4	5	6	7
10.	Kanderwerk, Taf. XXVI. Fig. 5–8 u. S. 438 u. 439	2 Druckleitungen a) 1,6 m	rd. 775	65 bis 61	1,5 bis 2,24	bedeckt
11.	St. Maurice-Lausanne, Taf. XXVIII, Fig. 5, S. 456 u. Taf. XXIX, Fig. 9 u. 12	1 Druckleitung (projektiert sind noch 2 weitere Leitungen) a) 2,7 m, b) oben 7 mm, unten 10 mm	rd. 470	36,10 bis 34,69	2,78	a) offen in gusseisernen Lagerschalen b) 3,0
12.	La Dernier-Vallorbe, Taf. XXXI, Fig. 1 u. Taf. XXX, Fig. 9 u. S. 464	1 Druckleitung (projektiert sind noch 2 weitere Leitungen), a) 1,2 m oben und 1,0 m unten, b) auf den obersten 134 m mit 1,2 m Dm. 8 mm folgen 144,0 m mit 1,2 m Dm. und 12 mm, 219,0 m mit 1,1 m Dm. und 14, 16 und 18 mm — der Rest mit 1,0 m Dm., 18, 19 und 20 mm	620,0	234,0	2,56	a) offen b) siehe Abb. 308, S. 925
13.	Lac Tanay-Vouvry, S. 471	1 Druckleitung a) mit 0,5 m auf den obersten 635,0 m, dann Teilung in zwei Rohre, deren l. Dm. von 0,325 bis auf 0,305 m abnehmen b) der unteren Doppelleitung von 8 bis 18 mm, des oberen Leitungsstückes 7 bis 11,5 mm	1935	920,0	in dem oberen Leitungsstück 1,76 in dem unteren 2,46	bedeckt
14.	Hafslund, Taf. XXXIII, Fig. 6 u. S. 483	1 Druckleitung a) 1,6 m. 4 Druckleitungen a) 3,0 m (vorgesehen noch 2 weitere Leitungen mit 3,0 m Dm.)	verschiedene Längen zwischen ca. 45,0 u. 110	18 bis 16,5	im kleinen Rohr 1,5, im grossen Rohr 3,3	früher offen, später mit einem Betongewölbe überdeckt
15.	Kykkelsrud, Taf. XXXIV, Fig. 2, 7 u. 8 u. S. 488	1 Druckleitung a) 1,25 m 2 Druckleitungen a) 2,50 m (vorgesehen sind noch 1 kleines Rohr und 10 grosse Rohre)	ca. 32,0	18,25 bis 16,0	2,68 bis 13,07	bedeckt (ganz in Beton eingehüllt)

Fortsetzung der Tabelle III.

Art, Grösse und Umdrehungszahl der Turbinen (die Tafelangaben beziehen sich auf die Darstellung der Turbinen)	Art der Sicherheitsvorrichtungen gegen Wasserschläge						
	Windkessel	Standrohre	Sicherheitsventile	Synchrone zwangsläufige Nebenauslässe	Synchrone freiläufige Nebenauslässe mit Kataraktkolben	Verlangsamung des Schlussvorganges gegen Ende der Schlussbewegung	Dauernde Offenhaltung einer Freistrahldüse bei Hochdruckturbinen
8	9	10	11	12	13	14	15
Teilweise beaufschlagte Girard-Turbinen von je 900 PS$_e$ u. 800 Uml./Min. mit Spaltschieber	—	Wie ad 1, ausserdem befindet sich an der Stelle, wo das flach geneigte obere Ende (400 m lang) der Druckleitung in das steilere untere Ende übergeht, ein Standrohr von ca. 7,0 m Dm.	—	—	mit jeder gross. Turbine verbunden	—	—
Liegende Francisreaktionsturbinen von 1000 PS$_e$ mit 300 Uml./Min.	—	Wie ad 1. Ferner 3 Standrohre von je 0,5 m l Dm. auf den untersten 300 m der Druckleitung	—	—	—	—	—
Liegende Pelton-Turbinen von 1000 PS$_e$ mit 375 Uml./Min. (Taf. LXXVI, Fig. 4—6)	—	Die Ausmündung ist in der Druckkammer dicht verschliessbar, daher Luftrohr unmittelbar unterhalb der Ausmündung aus der Druckkammer	nach Abb. 293 S. 912 in jedem Turbinenrohr	—	für jede Turbine	—	—
Liegende Pelton-Räder von 500 PS$_e$ mit 1000 Uml./Min. (Taf. LXXVI, Fig. 7—12)	—	—	—	—	—	—	an jeder Turbine
6 stehende Jonval-Turbinen von 1400 PS$_e$ mit 143 Uml./Min., 4 stehende Francis-Gehäuseturbinen von 2050 PS$_e$ mit 150 Uml./Min.	—	wie ad 1	—	—	—	—	—
1 stehende Erregerturbine von 280 PS$_e$ u. 325 Uml./Min., (Taf. LXVII, Fig. 1), 4 desgl. Francis-Turbinen von 3000 PS$_e$ mit 150 Uml./Min. (Taf. LXV, Fig. 1—2). Vorges. Verdoppelung dieser Anlage u. Erweiterung durch 8 Turbinen von je 5000 PS$_e$	—	Da jedes Druckrohr oben in der Druckkammer dicht abgeschlossen werden kann, ist unmittelbar hinter der Ausmündung ein Lüftungsrohr aufgesetzt	—	—	—	—	—

Fortsetzung der Tabelle III.

Laufende Nummer	Bezeichnung der Anlage	Anzahl der Druckleitungen a) Innerer Dm. in m b) Wandstärken in mm	Länge der Druckleitung in m (ungefähr)	Druckhöhe am Ende der Leitung in m Wassersäule	Geschwindigkeit des Wassers in der Druckleitung in m/sek.	a) Art der Verlegung der Druckleitung und b) bei offener Verlegung die Entfernung der Stützpfeiler von Mitte zu Mitte in m
1	2	3	4	5	6	7
16.	Jajce, Taf. XXXVI, Fig. 1–4, Taf. LVIII, Fig. 7 u. S. 495	2 Druckleitungen a) 1,6 m b) 6 bis 12 mm	236,0	78,0 bis 74,5	3,0	a) offen auf gusseisernen Schalen (Taf. LIX, Fig. 16) b) am Stoss 3,5, sonst 4,30
17.	Avignonnet, S. 503 u. Abb. 108, S. 505, Taf. XXXVII, Fig. 9	7 Druckleitungen a) 2,2 m Dm.	28 bis 30,0	23 bis 18	2,0	a) offen b) 10,0 bis 12,0
18.	Livet Taf. XLI, Fig. 8	1 Druckleitung als lotrechter Stollen a) 3,0 m, an den sich ein fast wagerechtes eisernes Rohr a) 2,5 m anschliesst b) 5 bis 15 mm	—	64 bis 60,0	ausnahmsweise 5,1 im Stollen durchschnittlich 2,2 in der eisernen Leitung	bedeckt
19.	Champ (Fure et Morge), Taf. XLII, Fig. 11, Taf. XLIII, Fig. 2 u. 3 u. S. 588	1 Druckleitung a) 3,3 m, hiervon 2200 m aus armiertem Beton (Taf. LVIII, Fig. 1 u. 2 u. Taf. LX, Fig. 1 bis 9) und 2500 m in Stahl b) 7 bis 10 mm	4700	35 bis 25,0	1,98 bis 3,22	bedeckt
20.	Ontario Power Co., S. 543	1 Druckleitung (projektiert sind noch 2 weitere Leitungen) a) 5,50 m	1850	53,4	5,0	bedeckt und in ein Betonbett ganz eingehüllt
21.	Urfttalsperre, Taf. XLVIII, Fig. 4 u. 10 u. S. 592	2 Druckleitungen a) 1,5 m Dm.	120	110 bis 70	1,72 bis 3,24	bedeckt

Hierin bedeuten H den **Ruhedruck** in m Wassersäule, r den lichten Halbmesser der Rohrleitung in m aufwärts des Schiebers, R den Halbmesser des dichtenden Schieberkeilrandes in m, L die Länge des Stranges, in dem das Wasser vor Schluss des Schiebers in Bewegung war, in m., T die Schliesszeit des Schiebers in Sekunden, nämlich die Zeit, in welcher der Schieberkeil den Weg 2 r zurücklegt.

Hat der Schieber den lichten Querschnitt F qm und folgen auf ihn stromaufwärts Leitungen mit den Längen L_1, L_2 .... und den grösseren Querschnitten F_1, F_2 .., so gilt für den Rückschlag

Fortsetzung der Tabelle III.

Art, Grösse und Umdrehungszahl der Turbinen (die Tafelangaben beziehen sich auf die Darstellung der Turbinen)	Art der Sicherheitsvorrichtungen gegen Wasserschläge						
	Windkessel	Standrohre	Sicherheitsventile	Synchrone zwangsläufige Nebenauslässe	Synchrone freiläufige Nebenauslässe mit Kataraktkolben	Verlangsamung des Schlussvorgangs gegen Ende der Schlussbewegung	Dauernde Offenhaltung einer Freistrahldüse bei Hochdruckturbinen
8	9	10	11	12	13	14	15
2 liegende Francis-Spiralgehäuseturbinen von 632 PS_e bei 300 Uml./Min., 8 desgl. von 1000 PS_e bei 300 Uml. Min. (Taf. LXXI, Fig. 1—9)	am unteren Ende jeden Rohres	wie ad 1	—	—	—	—	—
7 liegende Piccard & Pictet Gehäuseturbinen mit Ringschieber u. Klinkenregler (Abb. 109, S. 505) und 250 Uml./Min.	—	Da die Ausmündung aus der Druckkammer dicht abgeschlossen werden kann, ist unmittelbar hinter der Ausmündung das Luftrohr aufgesetzt	—	—	—	—	—
Liegende Gehäuseturbinen mit Spaltschieber von 1250 PS_e mit 350 Uml./Min.	—	Druckleitung mündet lotrecht und offen in der Druckkammer aus	—	—	—	—	—
Liegende Gehäuseturbinen mit Spaltschieber von 1350 PS_e mit 300 Uml./Min. (Taf. LXXII, Fig. 3 u. 4, Taf. LXXIII, Fig. 1—5)	—	Überführung des Druckrohres mittelst Krümmers in ein 34,7 m hohes Steigerohr von 3,3 m Dm. unten und 1,40 m oben (S. 539)	—	an jeder Turbine	—	—	—
Liegende Francis-Spiralgehäuseturbinen von je 11340 PS_e u. 187.5 Uml./Min. (Taf. LXXIV, Fig. 1—3)	—	Grosses Steigerohr aus armiertem Beton am Ende der Druckrohrleitung	an jedem Turbinenrohr	—	—	—	—
Liegende Francis-Spiralgehäuseturbine von 2000 PS_e mit 500 Uml./Min.	—	Offener bis zum höchsten Wasserspiegel im Staubecken emporreichender Schacht am oberen Ende der Druckrohrleitungen	an jedem Turbinenrohr	an jedem Turbinenrohr	—	—	—

$$h_0 = 0{,}4 \sqrt{\frac{r}{R-r}} \cdot \frac{\sqrt{H}}{T} \left(L_1 \frac{F}{F_1} + L_2 \frac{F}{F_2} + \ldots\ldots \right) \tag{69}$$

Von den Mitteln, welche in der Praxis angewendet werden, um die Wasserschläge unschädlich zu machen, sind zu nennen:

1. Windkessel.
2. Standrohre.
3. Sicherheitsventile.
4. Synchrone Nebenauslässe, welche zwangsläufig gleichzeitig mit den Abschlussorganen der Turbinen bewegt werden,

um dem Wasser, welches durch den Abschluss des Turbinenleitrades der Francis-Turbine oder der Düsen bei den Schwamkrug- und Freistrahlturbinen zurückgehalten werden könnte, einen Ausweg in das Unterwasser zu gestatten.

5. Synchrone freiläufige Nebenauslässe mit Kataraktkolben, welche wie diejenigen ad 4 wirken, aber selbsttätig nach einer bestimmten Zeit geschlossen werden, um Wasservergeudung zu vermeiden.
6. Verlangsamung des Schlussvorganges gegen das Ende der Schlussbewegung hin.
7. Bei Freistrahl-Hochdruckturbinen die Verwendung von mehreren Freistrahldüsen pro Laufrad, von denen eine überhaupt nicht geschlossen wird.

Tabelle III gibt einen Überblick über die bei 21 von den im Kap. II beschriebenen Anlagen verwendeten einschlägigen Sicherheitsvorrichtungen.

1. Windkessel. Bewegt sich durch den linken Schenkel eines U förmigen Rohres (Abb. 290) eine Wassermenge mit der Geschwindigkeit v und fliesst durch den Hahn J ab, so wird eine Drucksteigerung stattfinden, wenn man den Hahn plötzlich schliesst. Durch diese Drucksteigerung wird ein Zusammendrücken des im rechten geschlossenen Rohrschenkel befindlichen Luftvolumens eintreten und die im Strom gehinderte Flüssigkeit wird in Schwankungen geraten. Schliesst man den Hahn J nur teilweise, so wird ebenfalls ein Schwankungsimpuls gegeben. Die Schwankungen werden zwar kleiner sein als beim plötzlichen vollen Abschluss des Hahnes, sie werden aber so lange dauern, bis die Stösse der Flüssigkeitsteilchen gegeneinander und namentlich gegen die frisch in den linken Rohrschenkel eintretenden Teilchen, sowie die Reibung des Wassers an den Rohrwänden den entsprechenden Energiebetrag aufgebraucht haben. Man kann diese Schwankungen steigern, wenn man jedesmal, wenn das Wasser im rechten Schenkel ansteigt, den Hahn J um einen bestimmten Betrag schliesst und dann wieder öffnet. Bei einer mit Windkessel K und Regulator versehenen Hochdruckturbine (Abb. 291) würden an Stelle des Hahnes J die Reglerorgane der Turbine treten. Die Schwankungen der Wassersäule werden um so rascher abnehmen, je mehr Wasser durch die Rohrleitung strömt, da das frisch in die Leitung eintretende Wasser durch seine Trägheit den Schwingungen in der Wassersäule Widerstand entgegensetzt und so zur Dämpfung der Letzteren beiträgt. So erklärt es sich, dass man einen infolge der in der Leitung stattfindenden Schwingungen unruhig gewordenen Regulator zur Ruhe bringen kann, indem man durch Ziehen eines Leerschusses dem Wasser in der Rohrleitung grössere Geschwindigkeit gibt. Der Umstand, dass die Windkessel zur Vergrösserung der Schwingungen im Druckrohr direkt beitragen, hat dazu geführt, dass man neuerdings bei Wasserkraftanlagen anderen Mitteln, die Wasserschläge unschädlich zu machen, den Vorzug gibt. In der Tabelle III sind Hinweise durch Angabe der Tafelfiguren und Seitenzahlen auf die mit Windkesseln ausgerüsteten Anlagen gegeben.

Abb. 290.

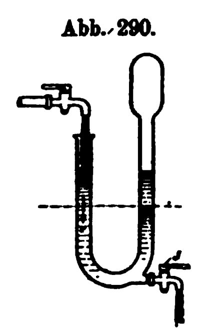
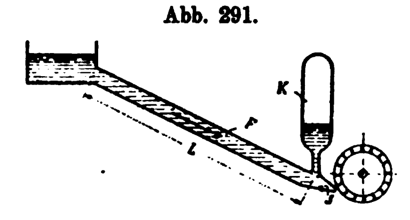


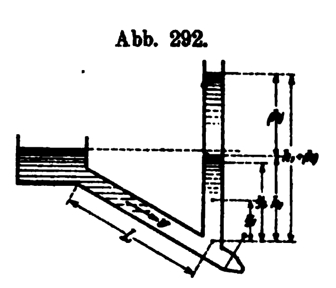
Abb. 291.



2. Standrohre. Bei raschem Abschluss wird der grösste Teil der lebendigen Kraft des in der Rohrleitung strömenden Wassers dazu verwendet werden, dem Wasser im Standrohre Geschwindigkeit zu erteilen. Es ist nun aber eine ziemlich grosse Energiemenge dazu nötig, der ruhenden Wassermasse im Standrohr Bewegung zu verleihen und letztere kann auf keinen Fall plötzlich von der Ruhe auf eine bestimmte Geschwindigkeit

gebracht werden. Es müssen deshalb auch bei Verwendung von Standrohren am unteren Ende der Leitung bei schneller Schliessung der Rohrleitung erhebliche Druckerhöhungen auftreten, welche eine Rohrausweitung während eines kurzen Zeitraums nach dem Stosse zur Folge haben werden. Da aber beim Zusammenziehen der Rohre diese Energiemenge zum grössten Teil wieder an die Wassersäule abgegeben wird, so kann man annehmen, dass die kinetische Energie der in der Druckleitung fliessenden Wassermenge $= \frac{L \cdot F \cdot \gamma \cdot v^2}{g\, 2}$ durch die Arbeit verbraucht wird, welche dazu nötig ist, um die ruhende Wassersäule im Standrohr (Abb. 292) von der Höhe $h_1 = \left(H - \frac{v^2}{2\,g} - \sum_{\zeta_0}^{\zeta_7} \zeta \frac{v^2}{2\,g}\right)$ nach Gleichung (24) auf die Höhe $h_1 + (h)$ — hier ist (h) in der Bedeutung zu nehmen, welche sich aus Abb. 292 ergibt — zu heben. Bezeichnen y_1 die Höhe des Schwerpunktes der ruhenden Wassersäule im Standrohr über der Druckrohrleitung, ferner y_2 die Höhe des Schwerpunktes, wenn die Wassersäule ihren höchsten Stand erreicht hat, also $y_2 - y_1$ die Hebung des Schwerpunktes, so kann, wenn der Querschnitt des Standrohres gleich dem Querschnitt der Druckleitung ist,

Abb. 292.



$$y_2[h_1 + (h)] \cdot F \cdot \gamma - y_1\, h_1\, F \cdot \gamma = \frac{LF \cdot \gamma v^2}{2\,g} \tag{70}$$

gesetzt werden. Da $y_1 = \frac{h_1}{2}$ und $y_2 = \frac{h_1 + (h)}{2}$ ist, so folgt

$$\frac{1}{2}\,[h_1 + (h)]^2 - \frac{h_1^2}{2} = \frac{L\,v^2}{2\,g}$$

$$\text{oder } 2\,(h) \cdot h_1 + (h)^2 = \frac{Lv^2}{g}.$$

Durch Auflösung der quadratischen Gleichung ergibt sich

$$(h) = \sqrt{h_1^2 + \frac{Lv^2}{g}} - h_1. \tag{71}$$

Wenn der Querschnitt des Standrohres nicht geich F, sondern gleich F_1 ist, wird

$$(h) = \sqrt{h_1^2 + \frac{L\,v^2 F}{g F_1}} - h_1. \tag{71a}$$

Der sich aus den Gleichungen (71 u. 71a) ergebende Wert für (h) wird stets grösser sein, als die tatsächlich auftretende Erhöhung des Wasserspiegels im Standrohr, da ein Teil der kinetischen Energie durch Wirbelbildung und durch Überführung in Wärme aufgezehrt wird. Wenn die Höhe des Standrohres kleiner ist als $\mu\ [h_1 + (h)]$, worin μ einen Zahlenwert < 1 darstellt, für den bis heute empirische Zahlenwerte noch fehlen, so wird ein Teil Q′ des Wassers überfliessen und die Schwingungsenergie der ganzen Wassermasse im Verhältnis $\frac{Q'}{Q - Q'}$ verkleinert, wobei Q die bewegte Wassermenge der ganzen Rohrleitung von oben bis zum Standrohr bedeutet. Für die annäherungsweise Berechnung der Zeit, in welcher die maximale Druckerhöhung (h) erreicht sein wird, macht Budau noch folgende Angaben für den Fall gleichen Querschnitts von Standrohr und Leitung:

Stösst die bewegte Wassermasse der Druckleitung M′ gegen die ruhende des Standrohres M″, so muss — da das Wasser als unzusammendrückbar vorausgesetzt ist — eine Deformation der Rohre eintreten, welche die Energiemenge $\frac{M' v^2}{2}$ in sich aufnimmt; während diese Ausweitung der Rohre erfolgt, beginnt schon die Bewegung der Masse M″, und wenn die Ausweitung nach einem sehr kurzen

Zeitraum ihren Höchstwert erreicht, bewegen sich die beiden Wassermassen mit gemeinsamer Geschwindigkeit v_1, die sich nach der Lehre von dem Stosse unelastischer Körper aus der Gleichung $v_1 = \frac{M'v}{M' + M''}$ berechnen lässt. Diese Geschwindigkeit hat die Wassermasse in der Rohrleitung und im Standrohr nach dem Stosse. Nun hebt sich aber die Wassersäule im Standrohr; dadurch entsteht eine Gegenkraft, welche die Bewegung verzögert. Dabei ziehen sich die Rohre allmählich wieder zusammen und geben die zuvor aufgenommene Energie wieder an die Wassermasse ab. Schliesslich, wenn die Bewegung des Wassers ihr Ende erreicht hat, wird auch der vorberechnete Höchstwert des Aufstieges (h) erreicht sein.

Für die hier in Betracht kommende Bewegung gilt die aus der Dynamik wohlbekannte Differentialgleichung $\frac{d^2 s}{d t^2} = -q$, worin $-q$ die Verzögerung der in der Rohrleitung strömenden Wassermasse ist. Die gegenwirkende Kraft ist das Gewicht des sich über das Anfangsniveau erhebenden Wasserkörpers im Standrohre. Diese Gegenkraft ist der Erhebung direkt proportional, kann also durch $k = \text{Konst.} \times s$ ausgedrückt werden. Für $s = (h)$ ist $k = F(h)\gamma$, daher $\text{Konst.} = F\gamma$ und $k = F\gamma s$.

Die Beschleunigung ist gegeben durch den Quotienten aus Kraft und Masse, demnach

$$q = \frac{F\gamma s}{M' + M''} = \frac{F\gamma s}{\frac{F\gamma L}{g} + \frac{F\gamma h_1}{g}} = \frac{s g}{L + h_1}.$$

Danach nimmt obige Differentialgleichung die Form an:

$$\frac{d^2 s}{d t^2} + \frac{s g}{L + h_1} = 0.$$

Die letztere Gleichung ist die Differentialgleichung der Sinusschwingungen. Setzt man $\sqrt{\frac{g}{L + h_1}} = \alpha$, so lautet das allgemeine Integral derselben

$$s = A \cos \alpha t + B \sin \alpha t,$$

wobei $A = (h) \sin \beta$ und $B = (h) \cos \beta$ ist und β die Phase der Schwingung andeutet.

Da in dem betrachteten Falle die Phasenverschiebung verschwindet, indem die Zeit vom Passieren der Mittellage an gezählt wird, so ist $\beta = 0$, $A = 0$ und $B = (h)$, daher

$$s = (h) \sin \sqrt{\frac{g}{L + h_1}} \cdot t;$$

für $s = (h)$ wird $t = T$, somit ist

$$1 = \sin \sqrt{\frac{g}{L + h_1}} \cdot T$$

und

$$\sqrt{\frac{g}{L + h_1}} \cdot T = \text{arc.} \sin 1 = \frac{\pi}{2},$$

also schliesslich

$$T = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{L + h_1}{g}}. \tag{72}$$

Daraus ergibt sich, dass der Höchstwert der berechenbaren Druckerhöhung am Ende der Leitung um so später eintreten wird, je länger die Leitung und je höher das Standrohr (Anmerkung: Höhe der vorhandenen Wassersäule im Standrohr) ist. Aber es möge nochmals betont werden, dass infolge der Zusammendrückbarkeit des Wassers und der dadurch bedingten Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Druckes in dem Wasser erhebliche Abweichungen von den oben gefundenen Rechnungsresultaten namentlich dann zu gewärtigen sind, wenn die Leitung sehr lang ist.

Beim Zurücksinken des Wassers im Standrohr wird die Wassermasse eine der zuvor gehabten Geschwindigkeit entgegengesetzte annehmen, welche im Augenblicke, wo das ursprüngliche Niveau h_1 erreicht wird, ihren Grösstwert hat, dann aber wieder abnehmen wird.

Aus Gleichung (71 a) ergibt sich, dass die Druckerhöhung grösser werden muss, wenn der Querschnitt des Standrohres kleiner ist als derjenige der Rohrleitung.

Die Geschwindigkeit des Wassers im Standrohr beim Aufsteigen und Niedersinken wird ferner bei gegebener Druckhöhe h_1 um so kleiner sein, je grösser der Querschnitt

des Standrohres ist, um so grösser also die aus der Ruhe durch den Stoss in Bewegung zu setzende Wassermasse wird. Es wird die Amplitude der Niveauschwankungen der Wassersäule bei gegebenen h_1, F, v und L mit wachsendem Querschnitt des Standrohres abnehmen, ebenso die Dauer der durch einen Wasserschlag verursachten Schwingungen abnehmen, weil die dämpfenden Wirkungen der Wassersäule im Standrohr auf die Schwingungen in der Hauptleitung zunehmen, wie sich aus der obigen Entwickelung des Ausdruckes für T ergibt, wenn man für das Standrohr verschiedene Werte für seinen Querschnitt F_1 einführt. Man macht daher das Standrohr, sofern die aus anderen Rücksichten zu wählenden Wandstärken der Druckrohrleitung nicht ohnehin stark genug sind, um auch den grössten, durch Resonanz der Schwingungen etwa denkbaren Druckerhöhungen gewachsen zu sein, möglichst ebensoweit wie das Druckrohr.

Überführung der Druckleitung in das Standrohr bei der Anlage Champ (Fure et Morge).



Eine gute Lösung für ein Standrohr am unteren Ende weist die Anlage Champ (Fure et Morge) auf, wo das Ende der Druckleitung durch einen Krümmer direkt in das Standrohr überführt ist (Taf. LVIII, Fig. 1 u. 2, letztere ist nebenstehend der Einfachheit wegen wiederholt. Vergl. auch Abb. 123, S. 539).

Bei der Anlage St. Maurice-Lausanne (S. 457) sind auf dem 470 m langen Druckrohre von 2700 m l. Dm. bei H = 36,10 m auf den untersten 300,0 m der Leitungslänge drei Standrohre von je 500 mm Dm. aufgesetzt. Es sollen aber die Wirkungen dieser Standrohre auf die Herabminderung der Wasserschläge nicht befriedigt haben. Es würde nach Ansicht des Verfassers vorzuziehen gewesen sein, statt der drei kleinen Standrohre ein grosses mit einem Querschnitt gleich der Summe derjenigen der drei kleinen am unteren Ende der Leitung aufzusetzen.

Da sich bei Druckleitungen, welche im Längsprofil geknickt sind, sofern auf eine schwach geneigte Strecke eine steile folgt, an den Knickpunkten Luftblasen bilden können, welche dann wie Windkessel wirken, bringt man die Standrohre mitunter auch an solchen Knickpunkten an, wie z. B. bei der Anlage Kanderwerk (S. 438). Auf diese Weise wird dann gleichzeitig eine Entlüftung des Rohres erzielt.

Bei derartiger Anordnung des Standrohres würde für die Berechnung der Grösse (h) nach den Formeln (71 bezw. 71a) am Standrohre nur die Länge L_1 vom Standrohr bis zur Druckkammer einzusetzen sein. Man könnte ferner zur Berechnung des Gesamtdruckes h_2 am unteren Ende der Druckleitung nach Formel 67 oder, falls auch am unteren Ende ein Standrohr aufgesetzt wird, zur Berechnung der Druckerhöhung (h)′ daselbst nach den Formeln 71 bezw. 71a für den Wert h_1 setzen $= \left(H - \frac{v^2}{2g} - \sum_{\zeta_0}^{\zeta_7}\zeta\frac{v^2}{2g}\right) + (h)$ worin H der ruhende Wasserdruck der ganzen Rohrleitung und $\left(\frac{v^2}{2g} + \sum_{\zeta_0}^{\zeta_7}\zeta\frac{v^2}{2g}\right)$ die Widerstände der ganzen Leitung nach Formel 24 bedeuten. Anstatt der Länge der ganzen Leitung L würde man nur L_2, das ist die Länge der Druckleitung vom oberen Standrohr bis zur Turbine in die Formeln 67 oder 71 bezw. 71a einzuführen haben.

c) Sicherheitsventile. Ähnlich wie Standrohre verhalten sich die Sicherheitsventile, nur müssen dieselben entsprechend gross sein, damit bei jeder stärkeren Druck-

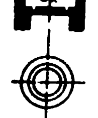
erhöhung genügend Wasser ausfliessen kann, um eine Abnahme der Schwingungsenergie zu bewirken.

In dem von der Firma Ganz & Co. in Loebersdorf erbauten Wasserkraft-Elektrizitätswerk Hohenfurt der Firma J. Spiro & Söhne in Krumau befinden sich am unteren Ende der 580,0 m langen Druckleitung acht Sicherheitsventile von je 120 mm Durchströmungs-Dm, was einer Gesamtaustrittsfläche von 45,2 qcm entspricht gegenüber 4200 qcm Leitradquerschnitt der vier geplanten Spiralturbinen, von denen drei bereits eingebaut sind. Diese Sicherheitsventile sind wie die bei Dampfkesseln üblichen ausgeführt und haben Gewichtsbelastung, die so bemessen ist, dass ein Öffnen der Ventile erst eintritt, wenn der Druck in der Leitung um etwa 10 bis 15% gestiegen ist.

A. Budau berichtet, dass er diese Ventile selbst beobachtet habe und er empfiehlt ihre Anwendung, wo die Wandstärken der Rohre und der Druck des Wassers in der Leitung bei raschem Abschluss der Turbinen ohne solche Ventile wirklich eine Bruchgefahr für das Rohr befürchten lassen.

Bei der Anlage La Dernier-Vallorbe (S. 904) sind an Stelle von Sicherheitsventilen Sicherheitsscheiben aus Stahl (Abb. 293) verwendet, in welche ringförmige Nuten eingedreht sind. Der abzuscherende Querschnitt der von der Nut eingeschlossenen kleineren Scheibe a ist auf Grund von Versuchen so gewählt, dass bei der höchst zulässigen Druckerhöhung die kleinere Scheibe herausgedrückt wird. Jedes Turbinenrohr hat einen Abzweig, in welchen eine solche Scheibe eingelegt ist. Nach Bruch derselben kann das Rohrende durch einen Schieber abgeschlossen und eine neue Scheibe eingelegt werden.

Abb. 293. Sicherheitsscheiben in den Zweigleitungen der Anlage La Dernier-Vallorbe.



Die Vorrichtungen 4—7 (S. 907/908) gehören ganz in das Gebiet des Turbineningenieurs, und es mag genügen, auf die Angaben in Tabelle III, wo die Hinweise auf die Beschreibungen und zeichnerischen Darstellungen gegeben sind und auf Kap. III § 5 Turbinen zu verweisen.

Nach den Angaben der Turbinenfirma über die an den Turbinen selbst anzubringenden Sicherheitsvorrichtungen und über die Schlusszeit der Turbinen, wird der Bauingenieur die Druckerhöhungen in der Leitung rechnerisch ermitteln können und sich über die Anbringung eines oder mehrerer Standrohre entscheiden. Oft fällt auch die Berechnung und Lieferung der Druckleitung den Turbinenlieferanten zu.

Aus den Formeln (8) und (9) und den Beispielen S. 883—885 ergibt sich, dass man bei langen Leitungen und grösseren Druckhöhen die wirtschaftlich vorteilhafteste Materialverteilung dadurch erzielen kann, dass man den lichten Dm. der Druckleitung von oben nach unten abnehmen lässt. So wurde z. B. wie aus Tabelle III ad 12, Spalte 3 hervorgeht, der Dm. der Druckleitung bei der Anlage Dernier-Vallorbe von 1,2 m oben auf 1,0 m unten verkleinert.

Bei der Wasserkraftanlage des Elektrizitätswerkes der Northern California Power Co. bei Kilarc nimmt der Dm. der Druckleitung von dem Staubecken bis zum Krafthause von 1,380 bis auf 1,070 ab (vergl. S. 610 ad 52).

Bei Verwendung von geschweissten Rohren zwingt ausserdem noch das Interesse der Fabrikation dazu, für möglichst lange Strecken den äusseren Dm. festzuhalten und die Verstärkung der Rohrwandungen durch Verkleinerung des inneren Dm. zu erzielen. So wurde z. B. bei der Anlage Lac Tanay-Vouvry der innere Dm. der Doppelleitung (Tab. III ad 13, Spalte 3, S. 904) von 325 auf 305 mm allmählich verringert. Das obere Leitungsstück mit 0,5 m Dm. hat 0,196 qm, die Doppelleitung am oberen Ende mit 0,325 m Dm. nur 0,166 qm, diejenige am unteren Ende mit 0,305 m Dm. nur 0,146 qm Durchflussfläche.

Auch bei der neuen Kraftanlage Brusio (450 m Wassersäule S. 359), wo gleichfalls geschweiste Rohre verwendet wurden, nimmt der innere Dm. von oben nach unten ab.

Bei langen und schwierigen Transportverhältnissen für die Druckrohre bis zur Baustelle wird u. U. für das Mass der stufenweisen Verkleinerung des Dm. der Gesichts-

punkt ausschlaggebend sein, dass man, wegen der besseren Ausnützung des Laderaums die Rohre auf dem Transport ineinander stecken kann. Dieser Gesichtspunkt kann besonders bei Transporten über See von Wichtigkeit sein. Man wird also z. B. eine Strecke in drei möglichst gleich lange Strecken einteilen und die Durchmesser mit möglichster Annäherung an die im Hinblick auf den Materialaufwand in den Wandungen und auf die Druckverluste wirtschaftlich günstigsten Ziffern wählen [18]).

3. Die verschiedenen Materialien für Druckleitungen. A. Eiserne Rohre. Obwohl das Gusseisen für Rohrweiten bis zu 1,20 m l. Dm. bei ziemlich stossfreien Betriebsdrücken, wie z. B. bei Wasserversorgungsanlagen bis zu 60 Atm., eine vollkommen genügende Festigkeit besitzt, findet man bei Wasserkraftanlagen gusseiserne Leitungen selten. Diese Tatsache hat verschiedene Ursachen. Erstens handelt es sich bei Kraftanlagen meistens nicht entfernt um so grosse Längen wie bei Wasserversorgungsanlagen, und es fällt daher ein Preisunterschied pro lfm. oder kg nicht so stark ins Gewicht. Zweitens muss man bei Gusseisen mehr als beim Schweisseisen, Flusseisen und Siemens-Martin-Stahl mit Zufälligkeitsfehlern rechnen und erfahrungsgemäss kommen bei gusseisernen Rohren viel häufiger Brüche als bei Rohren aus den oben genannten Materialien vor. Drittens können bei Wasserkraftanlagen wegen der schnellen Schliessung der Turbinenregler viel stärkere Stösse als bei Wasserversorgungsanlagen auftreten und das Gusseisen bietet bei harten und starken Stössen keine genügende Sicherheit. Schliesslich werden beim Bruch gusseiserner Rohre oft grosse Stücke aus der Wandung herausgedrückt werden, und die Verheerung, die das unter Druck aus der Bruchstelle austretende Wasser anrichten kann, wird um so grösser, je stärker das Terrain geneigt ist, auf welchem das Druckrohr liegt. Bei Rohren aus Schweisseisen, Flusseisen oder Siemens-Martin-Stahl entstehen dagegen meistens nur kleinere Risse oder schlimmstenfalls Spalten, aus denen sehr grosse sekl. Wassermengen nicht entweichen können.

Wo das Druckrohr unbedeckt verlegt werden muss, können gusseiserne Rohre schon deshalb kaum in Frage kommen, weil sie durch äussere Stösse oder Schläge zu leicht verletzt werden können. Meistens kommen für Wasserkraftanlagen auch Dm. in Frage, welche sich in Gusseisen überhaupt nicht mehr mit der nötigen Sicherheit herstellen lassen. Wo es sich um geringere Drücke (15 bis 30 m) und schwach geneigte, lange Leitungen handelt und man der Kostenersparnis halber wegen der mangelnden Steifigkeit gegen Biegungsspannungen bei druckfreiem Scheitel (S. 891/893) Rohre aus Schmiedeeisen, Flusseisen oder Siemens-Martin-Stahl nicht wählen will, wird meistens den Druckrohren aus armiertem Beton oder aus Holz der Vorzug vor gusseisernen gegeben.

α) Gusseiserne Rohre. Wo die Druckleitung keinen grösseren Dm. als 1,20 m zu haben braucht, in den Boden sicher eingebettet werden kann und wo die Längsneigung der Leitung und die ganze Örtlichkeit derartig sind, dass bei einem etwaigen Bruche das aus der Druckleitung entweichende Wasser keine grossen Zerstörungen anrichten kann, ist nach Ansicht des Verfassers auch für Wasserkraftanlagen gegen die Verwendung gusseiserner Druckrohre bis zu Wasserdrücken von 30—40 m Wassersäule [19])

---

[18]) Während des Druckes dieses Abschnittes erschien in der Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen. Heft 28. 1907. S. 416—421 von Dr.-Ing. W. Bauersfeld auf Anregung von Prof. E. Reichel, Berlin eine Abhandlung über „Die wirtschaftliche Berechnung von Hochdruckturbinenleitungen“.

[19]) In den von dem Verein deutscher Ingenieure 1900 aufgestellten „Normalien zu Rohrleitungen für Dampf von hoher Spannung“ ist gesagt: „Bis 8 Atm. ist Gusseisen für Rohrleitungen bei allen Dm., von 8 bis 18 Atm. nur bis 150 mm Dm., von 13 bis 20 Atm. überhaupt nicht mehr zulässig. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900. S. 1483.

nichts einzuwenden, vorausgesetzt, dass durch die Art der Turbinenregulierung und der angebrachten Schutzmassregeln starke Wasserschläge ausgeschlossen sind. Bedingung ist ferner natürlich, dass die Rohre in senkrechter Form mit der Muffe nach unten behufs Vermeidung von Blasenbildungen gegossen sein müssen, damit eine gleichmässige Materialverteilung vorausgesetzt werden kann.

Da die Rechnung namentlich für kleinere innere Drücke Wandstärken ergibt, welche sich nicht mehr sicher genug giessen lassen, so haben sich in der Praxis Formeln herausgebildet, welche den praktischen Bedürfnissen der Giessereitechnik und zu gleicher Zeit der Festigkeit genügen. Der Verein Deutscher Gas- und Wasserfachmänner hat zusammen mit dem Verein Deutscher Ingenieure im Jahre 1878 Normalien für gusseiserne Wasserleitungsrohre festgesetzt, welche 1882 nachgeprüft und in einzelnen Punkten verändert sind. Die normalen Wandstärken werden nach diesen Vereinbarungen ausgedrückt durch die Formel $\delta = \frac{D}{60} + 7{,}5$ mm (73) und zwar für Rohre, welche einem Betriebsdruck von höchstens 10 Atm. und einem Probedruck von höchstens 20 Atm. ausgesetzt sind.

Für einen Betriebsdruck von 4 bis 7 Atm. ist eine Verminderung der Wandstärke von 5 bis 15 % zulässig.

Tabelle IV.

Die Hauptabmessungen gusseiserner Muffenrohre nach den Festsetzungen des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins der Gas- und Wasserfachmänner Deutschlands.

Lichter Dm. des Rohres D mm	Normale Wandstärke δ mm	Äusserer Dm. d. Rohres D_1 mm	Stärke der Dichtungsfuge f mm	Innere Muffenweite D_2 mm	Innere Muffentiefe t mm	Dichtungstiefe t_1 mm	Übliche Nutzlänge d. Rohres m	Gewicht eines glatten Rohrstückes von 1 m Länge kg	Gewicht der Muffe kg	Gewicht eines Rohres von vorstehender Nutzlänge kg	Gewicht für den lfm. bei vorstehender Nutzlänge kg	Gewicht für den lfm. bei vorstehender Nutzlänge abger. kg	Gewicht des Bleiringes kg
300	13	326	8,5	343	105	85	4	92,68	25,78	396,50	99,13	99	5,09
325	13,5	352	8,5	369	105	85	4	104,08	28,83	445,15	111,29	111	5,16
350	14	378	8,5	395	107	86	4	116,07	32,23	496,51	124,13	124	5,53
375	14	403	9	421	107	86	4	124,04	34,27	530,43	132,61	133	6,64
400	14,5	429	9,5	448	110	88	4	136,89	39,15	586,71	146,68	147	7,46
425	14.5	454	9,5	473	110	88	4	145,15	41,26	621,82	155,46	155	7,89
450	15	480	9,5	499	112	89	4	158,87	44,90	680,38	170,10	170	8,33
475	15,5	506	9,5	525	112	89	4	173,17	48,97	741,65	185,41	185	8,77
500	16	532	10	552	115	91	4	188,04	54,48	806,64	201,66	202	10,1
550	16,5	583	10	603	117	92	4	212,90	62,34	913,94	228,49	228	11,7
600	17	634	10,5	655	120	94	4	238,90	71,15	1026,75	256,69	257	13,3
650	18	686	10,5	707	122	95	4	278,86	63,10	1178,54	294,64	295	14,4
700	19	738	11	760	125	96	4	311,15	98,04	1342,64	335,66	336	15,5
750	20	790	11	812	127	97	4	350,76	111,29	1514,33	378,58	379	17,4
800	21	842	12	866	130	98	4	392,69	129,27	1700,03	425,01	425	20,2
900	22,5	945	12,5	970	135	101	4	472,76	160,17	2051,21	512,80	513	24,7
1000	24	1048	13	1074	140	104	4	559,76	195.99	2435,03	608,76	609	29,2
1100	26	1152	13	1178	145	106	4	666,81	243,76	2911,00	727,75	728	34,0
1200	28	1256	13	1282	150	108	4	783,15	294,50	3427,10	856,78	857	39,0

Die einfachste und billigste Verbindung gusseiserner Rohre bilden die Muffen. In die Muffe werden zunächst Hanfstricke eingelegt, damit das flüssige Blei nicht in das Rohr eindringen kann und dann wird die Muffe mit Blei ausgegossen und verstemmt. Die normale Muffe der oben erwähnten Vereinbarung ist in Abb. 294 dargestellt.

Es haben sich den verschiedenen Bedürfnissen der Praxis entsprechend sehr viele verschiedene Muffentypen herausgebildet, von denen hier nur einige wenige angeführt werden mögen.

Die sogenannte **Berliner Muffe** (Abb. 295) hat eine schwalbenschwanzartige Erweiterung, sodass das Blei ohne sehr starke Zusammenpressung nicht herausgedrückt werden kann.

Die in Abb. 296 dargestellte Muffe mit ringförmiger Rille zum Festhalten der Bleidichtung wurde unter anderen bei den Wasserleitungen von **Wien**, **Dortmund**, **Braunschweig** und **Kiel** verwendet. Einen hohen Grad von Beweglichkeit besitzt die in **Liverpool** zur Anwendung gekommene kugelförmige Muffenverbindung (Abb. 297). Eine von den v. **Roll**schen Werken in Choindez für Wasserdrücke von 16 bis 60 Atm. hergestellte Muffenform, bei welcher durch Sicherheitsringe die Bleidichtung

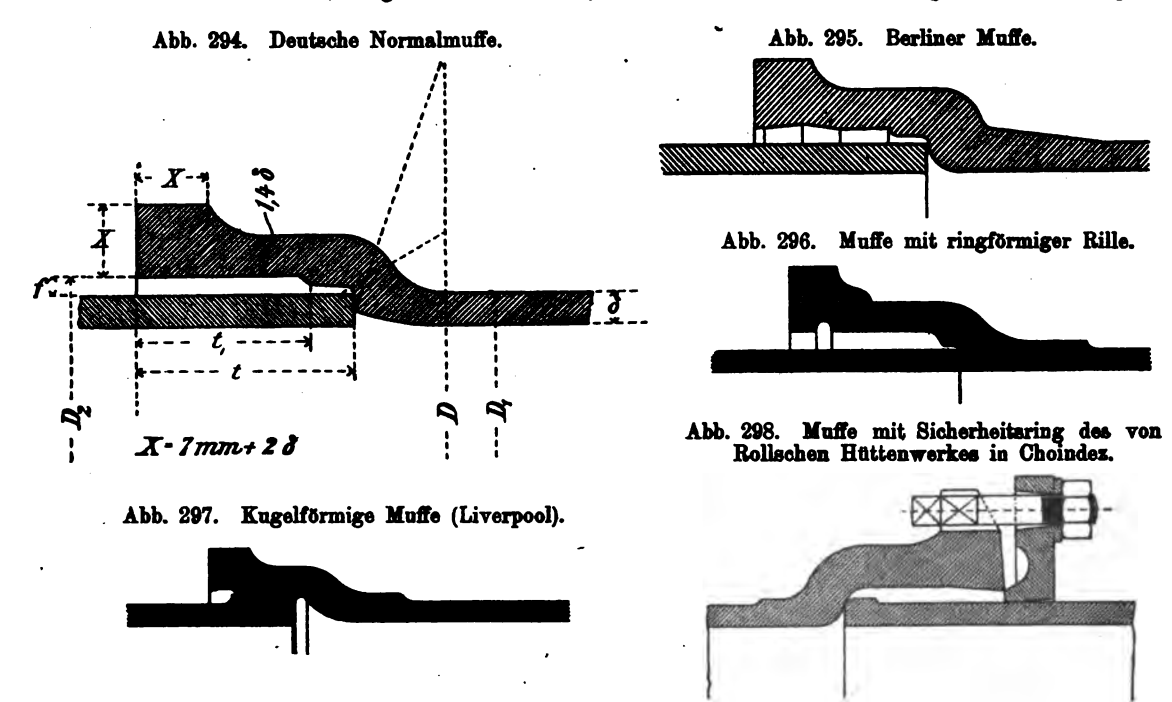


Abb. 294. Deutsche Normalmuffe.

Abb. 295. Berliner Muffe.

Abb. 296. Muffe mit ringförmiger Rille.

Abb. 297. Kugelförmige Muffe (Liverpool).

Abb. 298. Muffe mit Sicherheitsring des von Rollschen Hüttenwerkes in Choindez.

festgehalten wird, zeigt Abb. 298. Diese Sicherheitsringe sind je nach dem Rohrdurchmesser zwei- oder dreiteilig und werden mittels Ankerschrauben, welche hinter entsprechende Angüsse an der Muffe fassen, festgehalten.

Auf Taf. LVIII, Fig. 13 und 14[20]) sind zwei **amerikanische Muffentypen** für Hochdruckwasserleitungen dargestellt mit erheblich über 10 Atm. Betriebsdruck.

Bei der Muffe Fig. 13 ist, um der Röhrengiesserei die Anfertigung von neuen Modellen zu ersparen, der Muffenwulst durch einen aufgezogenen Schrumpfring verstärkt worden. Die beiden Bleieingüsse wurden mit Hilfe von besonderen Gussformen eingebracht und kräftig verstemmt. Das Rohrende sitzt lose in der Muffe und gestattet eine beschränkte Beweglichkeit. Die Ausdrehungen aus der Muffe, in welche das Blei hineingreift, erhöhen die Betriebssicherheit der Dichtung. Die in Taf. LVIII, Fig. 14 dargestellte Muffe ist für eine Leitung verwendet, welche speziell Feuerlöschzwecken dient. Des zerstörenden Einflusses des Seewassers wegen, welches im Betriebsfalle neben dem Brunnenwasser mit zur Verwendung kommt, sind die Rohre besonders starkwandig ausgeführt. Der Bleieinguss ist wie üblich durch Hanfstrick begrenzt. Zur Aufnahme des Bleies sind nicht nur in die Muffe, sondern auch in das Rohrende ringförmige Erweiterungen eingedreht.

Für Wasserkraftanlagen ist auch bei gusseisernen Druckleitungen die **Flanschenverbindung** zuverlässiger als die Muffenverbindung, wenngleich letztere weniger beweglich ist. Auch für **gusseiserne Flanschenrohre** sind in Deutschland Normalien aufgestellt (Tab. V).

Die Arbeitsleiste wird, wenn es sich um grössere Drücke handelt, abgedreht. Als Dichtungseinlagen werden meistens ringförmige Platten aus mit Leinöl getränkter Pappe

---

[20]) Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1905. S. 1256.

Tabelle V.

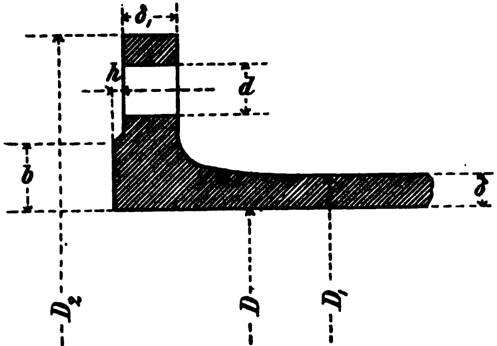
Die Hauptabmessungen gusseiserner Flanschenrohre nach den Vereinbarungen des Vereins Deutscher Ingenieure und des Vereins der Gas- und Wasserfachmänner Deutschlands.

Lichter Dm. des Rohres D	Normale Wandstärke δ	Äusserer Dm. des Rohres D_1	Dm. des Flansches D_2	Dicke des Flansches $δ_1$	Breite der Dichtungsleiste b	Höhe der Dichtungsleiste h	Lochkreisdurchmesser d	Anzahl der Schrauben	Stärke der Schrauben	Stärke der Schrauben	Länge der Schrauben	Dm. des Schraubenlochs	Übliche Baulänge	Gewicht eines glatten Rohrstückes von 1,0 m Länge	Gewicht eines Flansches nebst Anschluss	Gewicht eines Rohres von vorstehender Baulänge	Gewicht für 1,0 m bei vorstehender Baulänge
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	St.	mm	" engl	mm	mm	m	kg	kg	kg	kg
200	11	222	350	23	30	3	300	6	19	3/4	85	21	3*	52,86	10,71	180,00	60,00
225	11,5	248	370	23	30	3	320	6	19	3/4	85	21	3*	61,95	11,02	207,89	69,30
250	12	274	400	24	30	3	350	8	19	3/4	100	21	4	71,61	12,98	312,40	78,10
275	12,5	300	425	25	30	3	375	8	19	3/4	100	21	4	81,85	14,41	356,22	89,06
300	13	326	450	25	30	3	400	8	19	3/4	100	21	4	92,68	15,32	401,36	100,34
325	13,5	352	490	26	35	4	435	10	22,5	7/8	105	25	4	104,08	19,48	455,28	113,82
350	14	378	520	26	35	4	465	10	22,5	7/8	105	25	4	116,07	21,29	506,86	126,72
375	14	403	550	27	35	4	495	10	22,5	7/8	105	25	4	124,04	24,29	544,74	140,23
400	14,5	429	575	27	35	4	520	10	22,5	7/8	105	25	4	136,89	25,44	598,44	149,61
425	14,5	454	600	28	35	4	545	12	22,5	7/8	105	25	4	145,15	27,64	635,88	158,97
450	15	480	630	28	35	4	570	12	22,5	7/8	105	25	4	158,87	29,89	695,26	173,82
475	15,5	506	655	29	40	4	600	12	22,5	7/8	105	25	4	178,17	32,41	757,50	189,38
500	16	532	680	30	40	4	625	12	22,5	7/8	105	25	4	188,04	34,69	821,54	205,39
550	16,5	583	740	33	40	5	675	14	26	1	120	28,5	4	212,90	44,28	940,16	235,04
600	17	634	790	33	40	5	725	16	26	1	120	28,5	4	238,90	47,41	1050,42	262,61
650	18	686	840	33	40	5	775	18	26	1	120	28,5	4	273,86	50,18	1195,70	298,93
700	19	738	900	33	40	5	830	18	26	1	120	28,5	4	311,15	56,50	1357,60	339,40
750	20	790	950	33	40	5	880	20	26	1	120	28,5	4	350,76	59,81	1522,66	380,67

* 200 und 225 mm Rohre können auch in 4 m Länge geliefert werden.

gebraucht. Für Rohrleitungen, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, insbesondere bei Überschreitung von Brücken empfiehlt sich die Anwendung von Dichtungsringen aus gutem Kautschuk, welcher seine Elastizität nicht so bald verliert. Empfohlen werden als Dichtungsringe auch Bleiringe mit Kautschukeinlage. Der dichtende Anschluss des Bleies wird durch die Elastizität des Kautschukkerns dauernd erhalten, während der Kautschuk gegen die schädlichen Einwirkungen der Luft und des unreinen Wassers durch die Bleihülle geschützt ist.

Abb. 299. Flansch nach der Normalien, Tabelle V.



Eine für grösseren Druck zweckmässige Dichtung ist die Riedlersche (Abb. 300). An einem Rohrende befindet sich eine Aussparung, in welcher eine Lederstulpe von winkelförmigem Querschnitt mittelst eines eingelegten Spannringes festgehalten wird. Die glatt abgedrehten Rohrflanschen werden ohne weitere Dichtungsmittel fest gegeneinander geschraubt.

Für grössere Druckhöhen hat man auch Kupferringe zur Dichtung genommen und zwar entweder Drahtringe mit kreisförmigem Querschnitt (Abb. 301) oder mit besonderer Profilierung (Abb. 302).

Um die gusseisernen Rohre von mehr als 0,60 m l. Dm. auch für Hochdruckleitungen besser geeignet zu machen, hat man sie mit umgelegten Stahlringen versehen.

Derartige Rohre unter der Bezeichnung tuyaux frettés d'acier à chaud liefert z. B. die Société anonyme de hauts fourneaux et fonderies in Pont à Mousson[21]).

Abb. 300. Riedlersche Rohrverbindung mit selbstwirkender Abdichtung durch eine Lederstulpe von winkelförmigem Querschnitt.

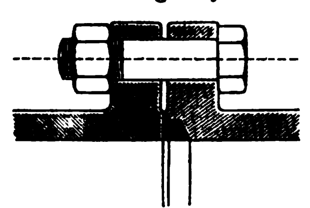


Abb. 301. Kupferner Dichtungsring zur Flanschendichtung.

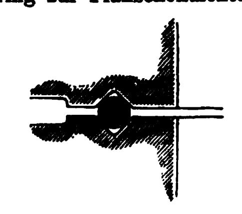
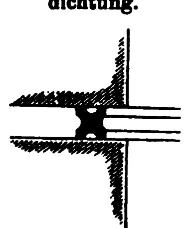


Abb. 302. Goetze's profilierter Kupferring zur Flanschendichtung.



Vor der Verlegung muss jedes gusseiserne Druckrohr durch Druckproben mit dem doppelten des höchsten Betriebsdruckes geprüft werden. Während das Rohr unter dem hohen Druck steht, wird es mit eisernen Hämmern von 0,5 bis 1,5 kg Gewicht gehämmert, damit ungesunde Stellen im Guss wie Blasen etc. sich zeigen.

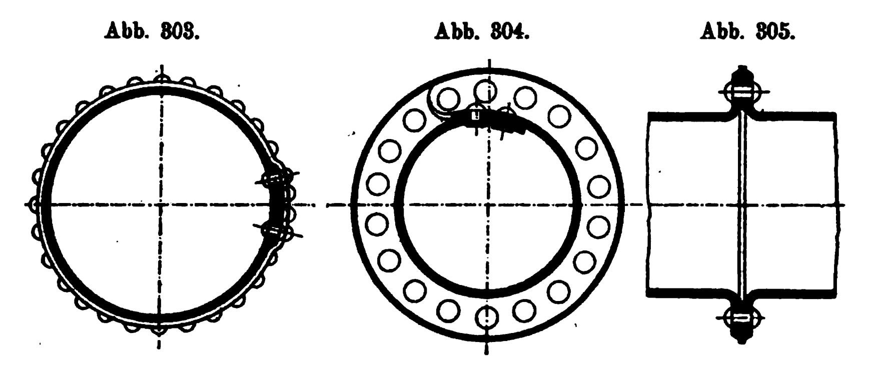
Zum Schutze der Rohre gegen Rosten werden dieselben am besten gleich auf der Hütte mit scharfen Bürsten gereinigt, sodass überall die metallisch reine Oberfläche hervortritt, alsdann auf 150—190° erwärmt und in kochende Asphaltmasse 10 bis 20 Minuten lang eingetaucht. Nach dem Herausziehen lässt man die Rohre in lotrechter Lage abtropfen, sodass ein dünner und gleichförmiger Überzug zurückbleibt. Um das Trocknen des Asphalts zu beschleunigen, gibt man ihm einen Zusatz von Benzin und um das Abblättern zu verhindern, ist es zweckmässig, ihm etwas Leinöl beizumischen. Wegen des

[21]) Imbeaux, L'alimentation en eau et l'assainissement des villes à l'exposition universelle à Paris 1900. Bd. I. S. 250.

dichten Anschlusses des Bleies in den Muffen muss das Schwanzende des Rohres und die innere Muffe vom Asphalt frei bleiben. Zu diesem Zwecke bestreicht man die betreffenden Teile mit Kalkmilch, von welcher der Asphaltüberzug später leicht abgelöst werden kann. Rohre von grossen Abmessungen werden auch oft mit kochender Asphaltmasse angestrichen, wenn die Vorrichtungen, um solche in kochende Asphaltmasse zu tauchen, fehlen.

β) Rohre aus Schweisseisen, Flusseisen und Siemens-Martin-Stahl werden entweder genietet oder geschweisst.

Die Nietung der Rohre erfolgt in den Quernähten mit einfacher, in den Längsnähten mit doppelter Nietung entsprechend der Inanspruchnahme. Bei der Nietung (Abb. 303) werden die Längsnähte mit einer Lasche überdeckt und mit doppelter Nietung


Abb. 303. Abb. 304. Abb. 305.

zu beiden Seiten der Stossfuge versehen, wobei die Rohrbleche unter der Lasche mit ihren abgehobelten Kanten zusammenstossen. Ebenso kann man die einzelnen Rohrschüsse stumpf zusammenstossen lassen und sie dann mit einer Lasche und einfacher Nietung verbinden.

Billiger und häufiger werden die Längsnähte so hergestellt, dass man die einzelnen Blechtafeln schief überplattet und dann mit doppelter Nietung verbindet (Abb. 304). Die Verbindung der einzelnen so zusammengenieteten Rohrschüsse erfolgt am einfachsten und billigsten, indem man dieselben ofenrohrartig ineinander steckt und vernietet.

Die Verbindung der aus mehreren Blechschüssen bis zu Baulängen von 5 bis etwa 10 m hergestellten Rohre auf der Baustelle geschieht entweder auch durch Vernietung oder durch Flanschverbindungen. Bei der Vernietung werden entweder die einzelnen Baulängen ofenrohrartig ineinander gesteckt und mit einer Nietreihe vernietet oder es werden wie oben die einzelnen Baulängen, mit abgehobelten Kanten zusammenstossend, mit Laschen und beiderseitiger Vernietung verbunden. Alle Nietverbindungen müssen sorgfältig verstemmt werden, weil sonst Wasserdichtigkeit nicht zu erzielen ist. Die Flanschverbindung der Rohre durch Umbordung nach Abb. 305, welche zugleich das Rohr in der Längsrichtung etwas elastisch macht, kann bei vorzüglichem Eisen und bei kleinem Dm. Verwendung finden. Der zwischen die Umbordungen gelegte, etwas vorspringende Dichtungsring aus weichem Eisen wird von aussen angestaucht und gehörig verstemmt.

Meistens werden an den Enden der einzelnen Baulängen Flanschen aus Winkeleisen aufgenietet und mittelst Schraubenbolzen verbunden[22]). Zur Dichtung der Flanschen-

[22]) Wegen der Berechnung der Flanschen und Wandungen vergl. M. Westphal, Berechnung der Festigkeit loser und fester Flanschen, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1897. S. 1036 und C. Bach, Versuche mit Flanschverbindungen, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 321 u. ff.

verbindungen werden dieselben Mittel verwendet, welche bereits bei den gusseisernen Rohren erwähnt wurden.

Zu empfehlen sind auch Kupferringe mit Asbestumhüllung. Letztere soll die galvanischen Wirkungen zwischen Kupfer und Eisen verhüten.

Bei der Wasserkraftanlage des Elektrizitätswerkes Luzern-Engelberg wurde für die Flanschverbindungen der Hochdruckleitung aus Siemens-Martin-Stahl im oberen Teile eine Dichtung (Bauart Theodor Bell & Co. in Krienz) verwendet, bei welcher in die Dichtungsfuge und zwar in eine in die beiderseitigen Flanschen angedrehte ringförmige Nut ein Kautschukring gelegt wurde. Letzterer wird durch einen Flacheisenring gehalten, der ein wenig in die Flanschen eingelassen ist, um ihn vor Verschiebung parallel zur Leitungsachse zu schützen.

Für den unteren Teil der Hochdruckleitung wurde zwischen die abgefasten Flanschen ein ⊥-förmiger Ring (Bauart Gebr. Sulzer in Winterthur) mit beiderseitigen Kautschukschnüren eingelegt[23]).

Abb. 306. Rohrverbindung bei der Wasserkraft-Anlage Brusio.

Bei Druckhöhen von mehr als 100 m Wassersäule verwendet man neuerdings oft geschweisste Rohre. Die Schweissung der Rohre erfolgt mittelst besonderer Maschinen zwischen Wassergasstichflammen. Bleche bis zu 15 mm Dicke werden mit stumpf abgeschnittenen Kanten übereinander geschweisst. Bleche von grösserer Dicke hobelt man an den Schweisskanten schräg ab. Bei Durchmessern von 750 bis 1400 mm werden Baulängen von 10 m ohne Schwierigkeit hergestellt. Bei Rohren mit grösseren Dm. wird die Schweissung sehr teuer. Auf besonderen Wunsch können geschweisste Rohre in erheblich grösseren Baulängen als 10 m hergestellt werden.

So hat z. B. die Firma Fitzner in Laurahütte (Oberschlesien) für die Stadt Hamburg ein 600 mm weites geschweisstes Flanschenrohr von 20,0 m Länge und 12 mm Wandstärke geliefert.

Die Festigkeit der Schweisstelle wird meistens zu 95 % der ursprünglichen Materialfestigkeit auf Zug angenommen[24]).

Die Verbindung der einzelnen Baulängen bei geschweissten Rohren geschieht entweder mittelst angewalzter Muffenformen in Eisen, oder es werden an den Rohrenden flanschartige Umbördelungen angewalzt. Bei der Hochdruckleitung der Wasserkraftanlage Brusio mit 450 m Wassersäule (S. 912) wurde die Verbindung der geschweissten Rohre nach Abb. 306[25]) hergestellt. Die als Flanschen dienenden Stahlringe werden auf das Rohr vor der Schweissung aufgezogen, sodass sie nach der Herstellung des Rohres nicht mehr heruntergenommen werden können. Die Dichtung erfolgt durch einen 7 mm starken runden Kautschukring. Ähnlich ist die Rohrverbindung bei der Druckrohrleitung der Anlage Vouvry-Lac-Tanay (Taf. LVIII, Fig. 11), nur dass hier die ausgedrehte Nut für den Dichtungsring fehlt, ferner diejenige nach Taf. LVIII, Fig. 12 der Aufspeicherungsanlage Olten Aarburg (S. 754).

Zum Schutze gegen Rosten werden die geschweissten und genieteten Stahl- und Schweisseisenrohre, nachdem sie von allen Unsauberkeiten und Rost gereinigt sind, mit einem Mennigeanstrich versehen und dann mit einem heissen Asphaltlack überzogen.

---

[23]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 1520.

[24]) Die Firma Schulz, Knaud & Co. in Essen a. d. Ruhr stellen geschweisste Rohre mit angewalzten Muffen aus Siemens-Martin-Stahlblech her, welches bei 25 % Dehnung eine Zugfestigkeit von 3400—4000 kg/qcm aufweist. Für die Festigkeit der Schweisstelle sind 95 % garantiert. Bei Rohrweiten von 600 bis 750 mm beträgt die normale Baulänge etwa 4,0 m, bei grösseren Durchmessern bis zu 10,0 m.

[25]) Die Rohrleitung in Brusio ist von der A.-G. der Dillinger Hüttenwerke geliefert.

Freiliegende der Sonne ausgesetzte Rohre werden dann noch zweckmässig mit Kalkmilch überstrichen.

Zu erwähnen wären noch die sogenannten Mannesmannrohre, welche nach dem Hohlwalzverfahren von den deutsch-österreichischen Mannesmannwerken hergestellt werden. Die Dichtigkeit und Festigkeit dieser Rohre ist sehr gross, auch lassen sie sich in grossen Baulängen herstellen. Da aber die Herstellung der Walzen für den verhältnismässig kleinen Bedarf bei Wasserkraftanlagen zu teuer wird, haben Mannesmannrohre für die hier in Frage kommenden Zwecke nur selten Verwendung gefunden.

B. Druckrohre aus armiertem Beton. Bis zu einer Druckhöhe von 20 bis 30 m Wassersäule sind besonders in Frankreich, aber auch in anderen Ländern häufiger Druckleitungen in armierten Beton ausgeführt. Namentlich da, wo es sich um grosse Durchmesser und schwach geneigte Leitungen handelt, bei denen volle Füllung des Rohres mit druckfreiem Scheitel zusammenfallen kann, oder bei denen bei kleineren Druckhöhen grössere Überschüttungen vorhanden sind, sodass stärkere Biegungsmomente auftreten (S. 895), ergeben sich bei Verwendung von armiertem Beton gegenüber Rohren aus Schmiedeeisen oder Stahl erhebliche Ersparnisse. Als Muster für ein Druckrohr in armierten Beton kann dasjenige der Anlage Champ (Fure et Morge) gelten.

Man hat dort die 3,30 m im Lichten weite Druckleitung bis zu einer Druckhöhe von 20,0 m auf einer Länge von 2200,0 m in armierten Beton ausgeführt. Zunächst wurde ein Bett aus Kiesbeton in hydraulischem Kalk von 25,0 cm Stärke bis zur Höhe des halben Durchmessers hergestellt. Die Baugrube wurde in Form eines Polygons ausgehoben und dann das Bett aus hydraulischem Kalk-Kiesbeton mit Hilfe von zylindrischen Leeren eingestampft (Taf. LX, Fig. 1). Die Wandstärke des Betonrohres schwankt zwischen 0,20 bis 0,25 m. Sie schliesst eine Armatur aus Rundeisen in sich, welche sich aus kreisförmig gebogenen und aus parallel zur Achse laufenden Rundstäben derart zusammensetzt, dass Maschen von 0,10 auf 0,11 m Seite gebildet wurden. Die ringförmig zu biegenden Rundstäbe wurden in den richtigen Längen von 11,30 m geliefert und in den Werkstätten auf der Baustelle mit besonderen Biegemaschinen gebogen (Taf. LX, Fig. 2). Die Enden wurden dann zusammengeschweisst. Damit die Schweisstellen keine schwachen Punkte bilden konnten, wurden die Querschnitte der Enden vor dem Schweissen warm aufgestaucht und so etwas vergrössert. An sechs Schmiedefeuern konnten sechs Schmiede mit je einem Hilfsmann im Mittel je 50 Ringe, zusammen 300 Ringe pro Tag schweissen, welche für eine als durchschnittlich vorgesehene tägliche Leistung von 30,0 m Rohrlänge ausreichten. Um diese Armierungsringe an Ort und Stelle in richtiger Lage aufstellen zu können, wurden mittelst Leeren fünf rechteckige, 5 cm starke Leisten in Zementbeton parallel zur Achse des Rohres auf dem Bette hergestellt (Taf. LX, Fig. 3). Durch diese Führungsleisten erhielten die Ringe genügenden Halt und konnten nun im richtigen Abstande von 10 cm voneinander auf 12,0 bis 14,0 m Leitungslänge aufgestellt werden. Alsdann wurden im Innern im Abstande von 11 cm voneinander die parallel zur Achse laufenden Rundstäbe mit Stahldraht an den kreisförmigen Armierungseisen festgebunden (Taf. LX, Fig. 4). Um nun den Guss des Betons zu ermöglichen, war ein Kern (Taf. LX, Fig. 5) notwendig, ferner zwei viertelkreisförmige Schalen, welche den oberen Teil des Rohres umschlossen und auf dem fertigen Bett aus hydraulischem Beton aufruhen konnten, schliesslich lotrecht stehende Stirnstücke, um die so gebildete Form lotrecht zur Leitungsachse abzuschliessen. Die oberen Schalen waren aus Holz geformt und innen mit Zinkblech verkleidet, ebenso die Stirnstücke. Der Kern war in Eisen in einer Länge von 4,5 m hergestellt und wog 3000 kg. Bei jedem Guss, welcher ungefähr $1^1/_4$ Stunden in Anspruch nahm, wurden 4,0 m Rohr hergestellt. Eine Stunde nach Beendigung des Gusses war der Zement soweit abgebunden, dass man die Schalen und die Stirnstücke abnehmen und mit der Verschiebung des Kernes vorgehen konnte. Durch eine besondere sinnreiche Vorrichtung[26]) wurde es ermöglicht, den schweren Kern innerhalb $1^1/_2$ Stunden in seine neue Lage zu rücken. Auf diese Weise konnten mit jedem Kern drei Rohrstücke à 4,0 m pro Tag, d. h. 12,0 m Leitungslänge gemacht werden, und da drei Kerne vorhanden waren, konnte man täglich bis zu 36,0 m Rohrlänge, im Durchschnitt etwa 30,0 m fertigstellen. Der Kern ruhte während des Gusses an einem Ende auf dem fertigen Rohr, am anderen Ende auf dem hölzernen Stirnstück aus Holz auf (Taf. LX, Fig. 7). Die Achse des Kernes war mit Schraubengewinde

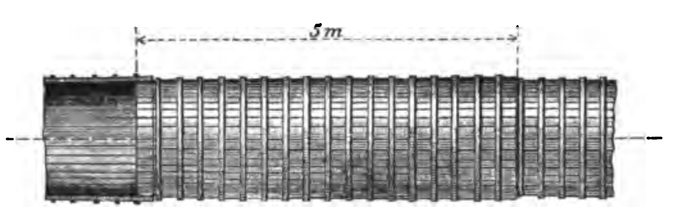
---

[26]) Entworfen von der Firma Rosignol & Delamanche in Grenoble, welcher die Herstellung des armierten Betonrohres übertragen war.

versehen und die Buchsen, an welchen die Speichen befestigt waren, bewegten sich auf der Achse, wenn letztere gedreht wurde. Durch Drehung der Hebel p—p wurde zunächst, wenn der Kern verschoben werden sollte, der Durchmesser des Kernes ein wenig verkleinert, sodass er sich überall von dem Beton loslöste. Die Achse des Kernes hing alsdann auf zwei Laufrädern a und c, welche auf einem I-Träger liefen. Wenn man die Schrauben m, m etwas anzog, verringerte man die Entfernung o y und das ganze Gewicht des Kernes ruhte schliesslich auf den beiden Laufrädern a und c. Durch Schieben oder Ziehen konnte man nunmehr die Räder a und c auf dem T-Träger 1—1 zum Rollen bringen und so den Kern aus der Lage A B C D in die Lage A′ B′ C′ D′ versetzen. Der erwähnte T-Träger 1—1 ruhte in zwei Traggestellen auf zwei exzentrischen Scheiben g—g. Sollte der T-Träger selber verschoben werden, so musste man mittelst der Kurbel h und den Exzenterscheiben g—g den Träger 1—1 so weit senken, dass er auf den Rollen i—j aufruhte. Dann konnte man ihn auf diesen Rollen verschieben, vorausgesetzt, dass der Kern inzwischen sein festes Auflager, nämlich an einem Ende auf dem fertigen Rohre und am anderen Ende auf dem Stirnstück gefunden hatte, und dass man durch Drehen der Achse die Speichen so weit gespannt hatte, dass der Durchmesser des Kernes sein normales Mass von 3300 mm erreicht hatte. Die Traggestelle f, f für den I-Träger werden dann von Hand gerückt und in der neuen Stellung aufgestellt. Das so hergestellte Druckrohr hat sich bei den Proben als vollkommen dicht erwiesen. Zur Überführung der Leitung aus dem Betonrohr in das Stahlrohr hatte man im Abstande von 1,0 und 1,50 m von dem stumpfen Ende des Stahlrohres zwei Winkeleisen 100/100 mm auf das Stahlrohr genietet und in die radialen Schenkel dieser Winkeleisen im Abstande von 0,11 m von Mitte zu Mitte Löcher von 18 mm Dm. gebohrt. Durch diese Löcher sind die zur Rohrachse parallelen Rundeisen des armierten Zementrohres gezogen und dann am Ende umgekröpft. Die kreisförmigen Rundstäbe der Armierung sind in derselben Weise wie auf der normalen Betonrohrstrecke angebracht. Beim Giessen des Anschlussstückes von Betonrohr diente das Ende des Stahlrohres als Kern. Dieser Anschluss soll sich als völlig dicht bewährt haben.

C. Sonstiges Material für Druckleitungen. Zu erwähnen wären hier zunächst die Druckleitungen aus Holz, welche etwa für Druckhöhen von 15 bis zu 20 m Wassersäule in Frage kommen können.

Abb. 307. Holzrohr.



Zum Beispiel bei der Wasserkraftanlage an den Trentonfällen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, welche der West Canada Fluss (N.Y.) in der Nähe des Städtchen Trenton bildet, wurde von der Erbauerin, der Unica Gas- and Electric Company der grösste Teil der 1128,0 m langen Druckleitung zwischen den 18,0 m hohen Staudamm und dem Krafthause aus Holzrohren hergestellt. Diese haben einen Durchmesser von 2134 mm und sind aus Texas-Piniedauben von 60 mm Wandstärke zusammengesetzt und durch Eisenbänder zusammengehalten[27]).

Auf S. 610 Nr. 51 wurde bereits die Druckleitung aus Holz des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes der Northern California Co. bei Volta am Battle Creek erwähnt. Hier sind die ersten 250,0 m der 2050 m langen Druckleitung von 1000 mm Dm. aus Rotholzdauben, welche von Eisenreifen mit Spannschlössern zusammengehalten werden, gebildet.

Bei dem zur Versorgung von Srinagar der Hauptstadt Kaschmirs mit elektrischer Energie erbauten Wasserkraft-Elektrizitätswerke (20000 PS_e) wurde ein Teil des Werkkanals als eisenarmiertes Holzrohr von 2,5 m l. Dm. ausgeführt (S. 798)[28]).

Die Firma Herzog in Logelbach i. E. liefert Holzrohre, welche gleichfalls fassartig aus Dauben mit schmiedeeisernen Reifen zusammengesetzt sind (Abb. 307); Rohre von 0,5 m Dm. haben eine Daubendicke von 6 cm und kosten pro 1 m Länge 10 Mk., Rohre von 1,8 m Dm. haben eine Daubendicke von 8 cm und kosten pro lfm. 36 Mk. Die Baulänge beträgt 5 m. Die schlank konisch gearbeiteten Rohre werden am engeren

[27]) Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen. 1906. S. 366.

[28]) Heinrich Homberger in St. Francisco, Wasserkraftanlagen in Ostindien. Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1906. S. 124.

Ende aussen, am weiteren Ende innen auf 25 cm Länge abgedreht, sodass sie dicht ineinander gekeilt werden können. Kleinere Lücken werden mit feinem Moose ausgestopft. Die Lebensdauer solcher Leitungen soll mindestens 25 Jahre betragen, doch liegen Ausführungen von höherem Alter schon vor [29]).

Für Druckhöhen von 15—20 m Wassersäule dürften solche Holzrohrleitungen auch an den Verbindungsstellen dicht genug sein.

Nicht selten werden in den Felsen eingesprengte Tunnel als Druckstollen benutzt.

Beispiele hierfür bieten die Anlagen Livet S. 531 (lotrechter Druckstollen von 3,0 m Dm. Taf. XLI, Fig. 7 u. 8), die Urfttalsperre (Druckstollen von 2,50 m l. W. und 2,12 m l. Höhe Taf. XLVIII und S. 588 u. 592) ferner die Etschwerke bei Meran-Bozen (Druckstollen von 8,0 m l. W. S. 602 u. 603, Nr. 10 u. 11).

Derartige in den Felsen eingesprengte Druckstollen werden stets mit Beton ausgekleidet, weil man sich auf die Dichtigkeit des Felsens nicht verlassen kann. Es ist zweckmässig, dem Druckstollen eine stärkere Neigung zu geben, damit die Luft sich an einem höchsten Punkte sammeln und dort in einen nach oben geöffneten Schacht entweichen kann. Bei schwach geneigten Druckstollen von grösserer Länge (mehr als 150 m) empfiehlt es sich, besondere Entlüftungsschächte anzulegen. Schliesst ein schwach geneigter Druckstollen an ein stark geneigtes Druckrohr an, so wird man auf die Übergangsstelle einen Luftschacht oder ein oben offenes Steigerohr setzen.

4. Die Verlegung eiserner Druckrohre. Während man gusseiserne Druckleitungen wegen der Gefahr der Beschädigung durch Schlag oder Wurf immer in Baugruben verlegt und mit Boden bedeckt, findet man bei Leitungen aus Schweisseisen, Flusseisen oder Siemens-Martin-Stahl — der Kürze halber sollen alle drei Materialarten in diesem Abschnitt mit „Schmiedeeisen" bezeichnet werden — sowohl die bedeckte als auch die offene Verlegung.

Die offene Verlegung schmiedeeiserner Leitungen wird in der Anlage meist billiger als die bedeckte. Das ist besonders der Fall bei steilen Leitungslinien, wenn der Boden zur Bedeckung der Rohre noch durch besondere Bauwerke gestützt werden muss. Abgesehen von der Kostenfrage hat die offene Verlegung den Vorteil, dass man die Leitung jederzeit beobachten und etwaige Haarrisse feststellen kann, bevor es zum Bruche kommt und ferner den, dass man in der Lage ist, das Rohr durch Erneuerung des Anstriches sorgfältiger zu unterhalten. Die offene Lage hat aber den Nachteil, dass die Leitung der Sonnenwärme und der Kälte ausgesetzt ist und deshalb höheren Spannungsveränderungen unterliegt als die bedeckte Leitung. Solange das Rohr mit fliessendem Wasser gefüllt ist, wird bei den Geschwindigkeiten, die bei Wasserkraftanlagen gewählt werden, trotz Sonnenschein und Frost die Temperatur des Eisens höchstens um 15 bis 20° schwanken. In der Regel muss man aber die Annahme machen, dass die Leitung sowohl bei Sonnenhitze als auch bei starkem Frost leer sein kann, und man wird deshalb mit Temperaturdifferenzen bis ca. 60° C zu rechnen haben. Die lineare Ausdehnung eines Stabes beträgt bei 100° Temperaturunterschied auf 1 m Länge a) für Schmiedeeisen 0,00122 m oder 1/819, b) für weichen Stahl 0,001073 m oder 1/927, c) für Gusseisen 0,001110 m oder 1/901. Legt man den Ausdehnungswert ad a) zugrunde, so würde bei 60° Temperaturdifferenz bei einer Rohrlänge von 200 m, wenn man sich das eine Ende fest verankert denkt, eine Längenänderung von 0,146 m eintreten. Obwohl der grösste Teil dieser Längenänderung durch die Biegung der Flanschen und die Zu-

---

[29]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, wo eine unter 12 m Druck stehende Holzrohrleitung von 1,8 m Lichtweite und 180,0 m Länge beschrieben ist.

sammendrückung des Dichtungsmaterials, sowie durch die Elastizität der Rohrwandungen selbst ausgeglichen wird, werden dennoch bei grösseren Rohrlängen Dilatationsvorrichtungen einzubauen sein, sofern es sich um l. Dm. von mehr als etwa 0,80 m und um grössere Drücke handelt. Wenn die von Temperaturdifferenzen bewirkten Längenänderungen allein durch die Elastizität des Materials (abgesehen von der Elastizität der Flanschen, Dichtungen und Knickpunkte) aufgenommen werden müssen, so wird sich bei 1° Differenz gegen diejenige Temperatur, bei welcher das Rohr verlegt ist, etwa eine Zug- oder Druckspannung von 25 kg/qcm ($x = E \,.\, 0{,}0000122 \sim 25$ kg. Wegen der Werte des Elastizitätsmoduls E, vergl. S. 891) ergeben. Bei der Temperaturerhöhung entsteht eine Druckspannung, welche der von dem strömenden Wasser und dem hydraulischen Druck erzeugten axialen Zugspannung entgegenwirkt, sodass die axiale Gesamtspannung sich verringert. Bei der Temperaturabnahme entsteht aber eine Zugspannung, welche sich mit der von dem Wasser erzeugten addiert. Grössere Spannungen infolge der Temperaturdifferenz können deshalb, wie erwähnt, nur bei leeren Rohren auftreten und wenn man die sehr ungünstige Annahme einer höchsten Temperaturdifferenz von 60° macht, so könnten infolge davon axiale Spannungen von höchstens 1500 kg/qcm verursacht werden. Da man aber nie genau wissen kann, welche Spannungen bereits in den Wandungen bei der Herstellung und bei dem Einbau der Rohre in die Druckleitung erzeugt sind, so werden bei grösseren Durchmessern und grösseren Druckhöhen, wo das Material schon durch das Wasser grösseren Beanspruchungen ausgesetzt zu sein pflegt, meistens Dilatationsvorrichtungen verwendet. Von ihnen wird im nächsten Abschnitt die Rede sein. Ihre Wirksamkeit hängt von der Art der Montage und von vielen anderen Umständen ab, die sich nicht immer alle von vorneherein übersehen lassen, sie bilden aber immer schwache Punkte in der Leitung. Die Verankerung an einem Knickpunkte der Druckleitung muss bei Verwendung von Dilatationsvorrichtungen aufwärts und abwärts des Knickpunktes jedenfalls stärker ausfallen, als wenn solche Stellen, die man theoretisch wenigstens als beweglich annehmen muss, nicht vorhanden sind. Aus diesen Gründen muss die bis jetzt ziemlich allgemein angenommene Notwendigkeit der Einlegung von Dilatationsvorrichtungen in schmiedeeiserne Druckleitungen jedenfalls als ein wesentlicher Nachteil der offenen Verlegung gegenüber der bedeckten angesehen werden. Aus der vorstehenden Tabelle III ist zu ersehen, welche von den im Kap. II beschriebenen Anlagen bedeckte und welche offene Druckleitungen haben. Zur besseren Übersicht sind die Leitungslängen und Dm. beigefügt.

Auch die Rücksicht auf die Eisbildung im Druckrohr kann bei der Entscheidung zwischen offener und bedeckter Verlegung eine Rolle spielen. Da in der Regel grössere Geschwindigkeiten als 1 m/sek. bei Wasserkraftanlagen gewählt werden, so ist eine Bildung von festem Eis während des Betriebes nicht wohl denkbar. Dagegen kann sich, wenn das Wasser bis auf fast 0° abgekühlt in die Druckleitung tritt, bei starkem Frost und offener Rohrleitung im Druckrohr gallertartiges Eis bilden, welches in den Turbinen Betriebsstörungen verursachen kann (S. 835 u. ff.).

Kommen bei starkem Frost längere Betriebspausen vor, so darf man bei offenen Leitungen die Wassersäule im Rohr nicht ganz im Ruhezustand lassen, sondern muss durch Öffnung von Nebenauslässen für eine Bewegung sorgen, weil andernfalls ein volles oder teilweises Einfrieren des Druckrohres denkbar wäre.

Die stündliche Wärmeüberführung W einer eisernen Druckleitung an die kältere umgebende Luft wird ausgedrückt durch die Formel:

$$W = k D \pi L (t_z - t_m) \text{ in W.E.} \qquad (74)$$

Hierin bedeuten k eine Erfahrungszahl, welche etwa = 10 zu setzen ist, t_m die mittlere Wassertemperatur, t_z die Temperatur der umgebenden Luft, D den äusseren Dm. und L die Länge der Druckleitung. Da 1 cbm Wasser bei einer Abkühlung um 1° 1000 Wärmeeinheiten abgeben kann, so muss die stündliche Wassermenge, welche durch das Rohr fliesst, sein $Q = \frac{W}{1000 \cdot (t_m - {}^1\!/_2)}$ (75), wenn die Temperatur des Wassers nicht unter ½° C abgekühlt werden soll. Bezeichnet man die Oberfläche des Rohres $D\pi L$ mit S und nimmt man $t_z - t_m = 20^0$, t_m zu 1^0 an so wird

$$Q = \frac{10 \cdot S \cdot 20}{500} = {}^2\!/_5\, S, \tag{76}$$

wofür bei zweieinhalbfacher Sicherheit in der Praxis oft Q = S gesetzt wird, d. h. es müssen stündlich durch die Leitung soviel Kubikmeter fliessen, als die Oberfläche der offenen Rohrleitung Quadratmeter misst.

Beispiel: Eine offene Druckleitung von 1,6 m Dm. sei 500,0 m lang, dann ist die Oberfläche 2512 qm. Es müssen also stündlich 2512 cbm während der Betriebspause durch die Leitung abfliessen, und wenn man eine Betriebspause von 10 Stunden annimmt, täglich 25120 cbm.

Zwar wird eine Temperatur von — 20 bis — 21° C zu den Ausnahmen gehören, indessen es wird im Betriebe die Öffnung der Nebenauslässe bei Beginn der Betriebspausen nicht wohl von Fall zu Fall geregelt werden können, sondern ein für alle Mal für den schlimmsten Fall eingerichtet werden müssen. Wird mit Q_t das während der Betriebspausen eines Kalendertages durch die Leitung zum Abfluss zu bringende Wasserquantum bezeichnet und nimmt man a Frosttage im Jahre an, so beträgt die Jahreswassermenge $Q_t \cdot a$, und die Pferdekraftstunden, welche damit geleistet werden könnten, berechnen sich zu

$$K = \frac{Q_t \cdot a \cdot H \cdot 10}{3600}. \tag{77}$$

Bei einer Wasserkraftanlage an fliessendem Wasser ohne Aufspeicherungsbecken ist es ohne Belang, ob man das Wasser während der Betriebspausen durch den Leerschuss oder durch die Rohrleitung fliessen lässt. Hat man aber eine Aufspeicherungsanlage und ist der sekl. Wasserzufluss gering, der Bedarf an Energie während der Betriebsstunden aber gross, so bildet das durch das Druckrohr während der Betriebspause zum Abfluss gebrachte Wasser einen direkten Verlust, und wenn man den reinen Nutzen aus dem Verkauf einer PS_e mit etwa k Pfennig einsetzt, so würden $\frac{K \cdot k}{100}$ Mk. (78) verloren gehen. Aus dieser Überlegung ergeben sich Anhaltspunkte für die Mehrkosten, welche man wirtschaftlich noch gegebenenfalls für die Anlage einer bedeckten Rohrleitung an Stelle einer offenen aufwenden könnte, wenn man lediglich die zuletzt besprochenen Gesichtspunkte im Auge hat.

Offene Druckleitungen werden stets durch einzelne Fundamentklötze aus Beton oder Mauerwerk gestützt. Auf Taf. XXI, Fig. 1 und 2 ist das Längsprofil der Druckrohrleitung des Kubelwerkes dargestellt, und es sei ferner verwiesen auf Taf. II, Fig. 2 Druckrohrleitung der Anlage Vizzola, auf Taf. LVIII, Fig. 7 Druckrohrleitung der Anlage Jajce, sowie auf Abb. 308 Druckrohrleitung der Anlage La Dernier-Vallorbe. Die Lagerung auf den Fundamentklötzen erfolgt entweder direkt auf dem Mauerwerk in einem gut abgeglichenen Zementbett oder auf gusseisernen Lagerschalen. Ein Beispiel einer solchen Schale zeigt Taf. LIX, Fig. 16.

In Tabelle III sind die Entfernungen der Fundamentklötze bei einer Anzahl ausgeführter Druckrohrleitungen angegeben. Die für den einzelnen Fall theoretisch zulässige Entfernung lässt sich aus folgenden drei Überlegungen ermitteln:

1. Es darf die durch das Biegungsmoment entstehende Spannung k_b einschliesslich der sonstigen axialen Spannungen in kg/qcm die zulässige Inanspruchnahme des Rohrmaterials nicht übersteigen. Ist das Gewicht der Druckleitung pro lfd. cm im gefüllten Zustande p in kg, die Entfernung von Pfeilermitte zu Pfeilermitte in der Rohrachse

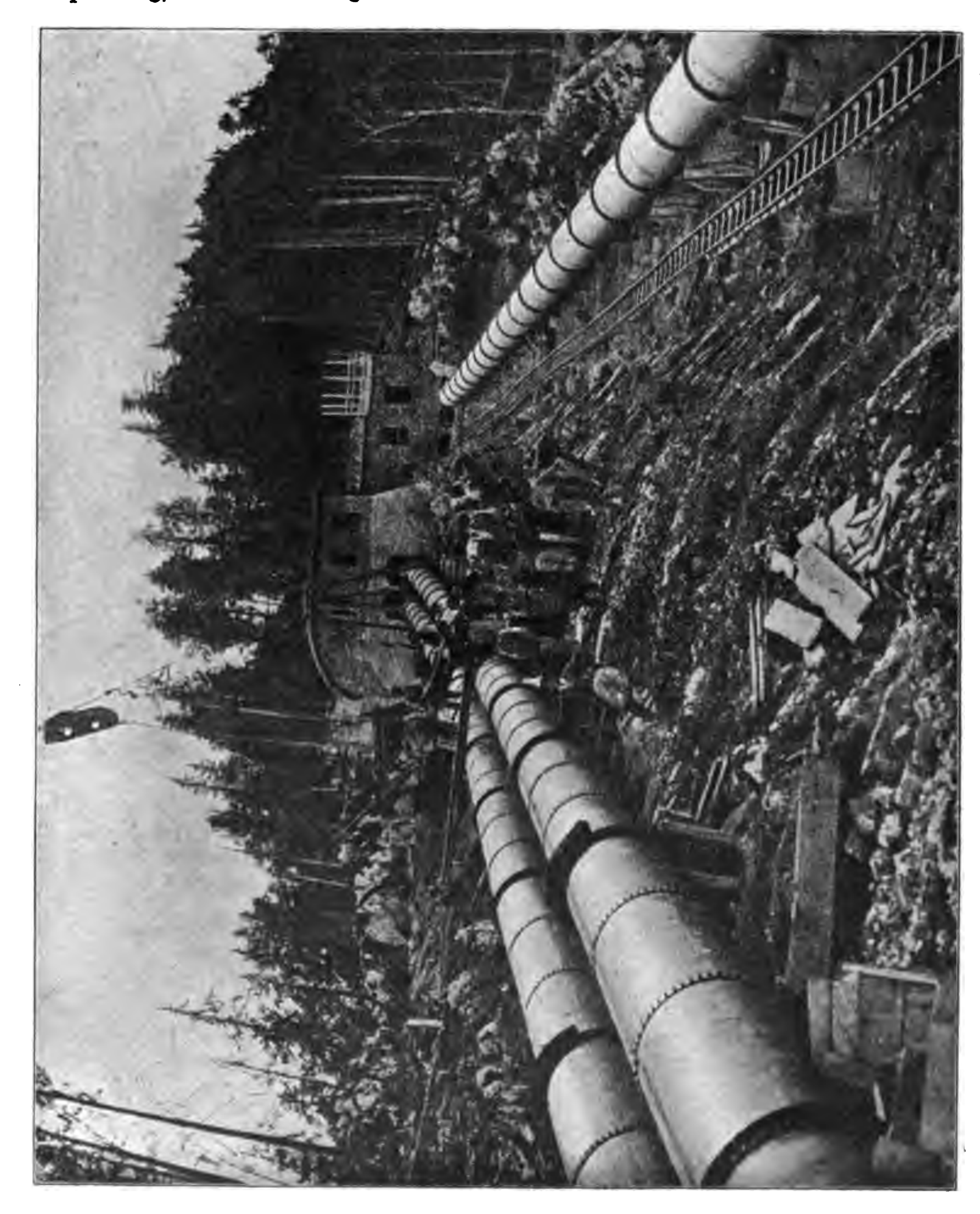


Abb. 308. Die Verlegung der Druckleitung bei der Anlage La Dernier-Vallorbe (links die beiden Überlaufrohre aus Stahl).

gemessen l in cm, das ganze Gewicht des gefüllten Rohres P in kg, der Neigungswinkel der Leitung gegen die Horizontale α und W das Widerstandsmoment des Druckrohres in cm³, so muss sein wenn man, um ungünstig zu rechnen, das Rohr nicht als kontinuierlichen Träger, sondern als Träger auf zwei Stützen auffasst:

$$\frac{p l^2}{8} \cdot \cos\alpha = \frac{P l}{8} \cos\alpha = W \cdot k_b. \tag{79}$$

Das Widerstandsmoment ist $W = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{(D_a^4 - D_i^4)}{D_a}$, wenn D_a den äusseren und D_i den inneren Dm. in Zentimeter bezeichnen, also

$$k_b = \frac{P l \cos\alpha \,.\, 4 D_a}{\pi (D_a^4 - D_i^4)} = \frac{p l^2 \cos\alpha \,.\, 4 D_a}{\pi (D_a^4 - D_i^4)} \qquad (80)$$

$$\text{und } l \leqq \frac{k_b \pi (D_a^4 - D_i^4)}{P \cos\alpha \, 4 D_a} \leqq \sqrt{\frac{k_b \,.\, \pi (D_a^4 - D_i^4)}{p \,.\, \cos\alpha \,.\, 4 D_a}} \qquad (81)$$

Beispiel: Das Druckrohr des Kubelwerkes von 160 cm innerem Dm. und 161,1 cm äusserem Dm. hat auf dem obersten Ende eine Neigung gegen die Wagerechte von 1 : 100 (Taf. XXI, Fig 1). p ist $= 22,26$ kg, $l = 745$ cm, $pl = P = 16584$ kg, $\cos\alpha = 0,9999 \backsim 1$, $\sin\alpha \backsim 0$

$$k_b = \frac{16584 \times 745 \times 161,10 \times 4,0}{3,1416 \, (161,10^4 - 160,0^4)} \backsim 139 \text{ kg/qcm.}$$

Der höchste Wasserdruck an der betreffenden Stelle ist 17,0 m Wassersäule. Es ist also die Tangentialspannung nach Gleichung (29)

$$k_z = \frac{1}{2} \frac{p_i D_i}{\delta} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,7 \,.\, 160}{0,55} \backsim 250 \text{ kg/qcm}$$

und wenn man die Längsspannung gleich der halben Tangentialspannung annimmt, wird erstere $\backsim 125$ kg/qcm. Die von dem Rohrgewicht herrührende Längsspannung $P \sin\alpha$ wird $\backsim 0$.

Die Spannung, welche äusserstenfalls durch Temperaturveränderungen eintreten könnte, wenn man das Rohr unbeweglich eingespannt annähme, also die Nachgiebigkeit in dem Dichtungsmittel der Flanschen und in diesen selbst, sowie in den Dilatationsvorrichtungen als nicht vorhanden betrachten wollte, wäre $k_t = \beta \,.\, E \,.\, t \,.\, F$ (82). Hierin bedeuten

β die Ausdehnungszahl für Schweisseisen $= \frac{0,00122}{10^2}$,

E den Elastizitätsmodul $= 2 \,.\, 10^6$, t die Temperatur in Celsiusgraden,

F die Fläche des Stabes.

Die Temperaturänderung bei gefülltem Rohr kann höchstens 20° betragen, also es wäre die von der Temperaturänderung herrührende höchste Längsspannung $k_t = \frac{0,0012 \,.\, 2 \,.\, 10^6 \,.\, 20}{10^2} = 480$ kg, demnach die Summe aller Längsspannungen $\leqq 725$ kg.

Es empfiehlt sich zur Kontrolle der ermittelten Biegungsspannung k_b die Länge l nach Formel (81) für den Wert von $k_b = 120$ kg/qcm zu berechnen.

$$l = \sqrt{\frac{139 \,.\, 3,1416 \; (1,611^4 - 1,600^4) \,.\, 10^8}{22,26 \,.\, 4 \,.\, 161,1}} \backsimeq 745 \text{ cm,}$$

was genau übereinstimmt. Wollte man unter Vernachlässigung der Längsspannungen, welche von der Temperaturänderung und von dem Wasserdrucke herrühren können, l für einen Wert von $k_b = 750$ ermitteln, so würde sich $l = \sqrt{\frac{750 \,.\, 3,1416 \; (1,611^4 - 1,600^4) \,.\, 10^8}{22,26 \,.\, 4 \,.\, 161,1}} \backsimeq 18,62$ m ergeben.

2. Es darf ferner der auf einen Pfeiler übertragene Gesamtdruck $= p \,.\, l = P$ keine grössere Pressung auf das Mauerwerk oder die Lagerschale und den Baugrund hervorrufen als das betreffende Material mit genügender Sicherheit vertragen kann (vergl. die Angaben S. 673).

Beispiel: Für die im obigen Beispiel betrachtete Druckleitung ist bei $l = 745$ cm, $P = 16584$ kg. Nimmt man eine Höhe der Fundamentmauern von 2,0 m an und ein Gewicht des Betons von 2000 kg/cbm, so ist der Druck des Mauerwerks allein pro qcm Grundfläche $0,2 \,.\, 2 = 0,4$ kg. Bei einem zulässigen Druck auf den Baugrund von 2 kg/qcm dürfte also der von dem Rohrgewicht herrührende Druck nur 1,6 kg/qcm sein und es müsste die Grundfläche des Fundamentes $\geqq \frac{16584}{1,6} \geqq 10365$ qcm sein. Würde die Breite der Fundamentmauer gleich dem äusseren Dm. des Rohres also $\backsim 161,0$ cm gewählt, so müsste die Dicke der Mauer $\frac{10365}{161,0} = 63,1$ cm sein.

3. Mit Rücksicht auf die Schwingungen, welchen das Rohr durch Wasserschläge ausgesetzt sein kann, wird man im allgemeinen die Forderung stellen, dass die elastische

Durchbiegung f des Rohres bei ruhendem Druck möglichst klein sei und für den Wert von k_b aus Formel 80 nicht mehr als $\frac{l}{10000}$ beträgt.

$$f \text{ ist} = \frac{5\,P\,l^3 \cos\alpha}{E\,.\,J\,.\,384} \tag{83}$$

wenn man das Rohr wieder als Träger auf zwei Stützen mit gleichmässig verteilter Belastung $p\,l = P$ betrachtet. Hierin bedeuten:

E den Elastizitätsmodul (vergl. S. 891),

J das Trägheitsmoment in $cm^4 = \frac{W\,.\,D_a}{2} = \frac{\pi}{64}(D_a^4 - D_i^4) \sim 0{,}05\,(D_a^4 - D_i^4)$

W ist nach (79) $= \frac{P\,.\,l\,.\,\cos\alpha}{8\,.\,k_b}$, also $J = \frac{P\,l \cos\alpha\,D_a}{16\;k_b}$. Durch Einsetzung dieses Ausdruckes in (83) ergibt sich $f = \frac{5\,l^2\,k_b}{24\,E\,D_a}$. (84)

Beispiel: Es würde sich also bei den obenerwähnten Druckrohren ergeben

$$f = \frac{5\,.\,745^2\,.\,189}{24\,.\,2\,.\,10^6\,.\,161{,}1} = 0{,}05 \text{ cm} \cong \frac{l}{14900}.$$

Bei bedeckter Verlegung gibt man den Rohren anstatt Einzelunterstützungen fortlaufende Unterstützung in einem Betonbett oder auf einer Schotterunterlage und hinterstopft die Rohre sorgfältig bis zum Kämpfer. Die Überdeckung des Scheitels erfolgt je nach den klimatischen Verhältnissen mit 0,40—1,20 m Boden und man kann dann sicher sein, dass grössere Temperaturdifferenzen in dem Rohrmaterial nicht vorkommen, sodass jede Dilatationsvorrichtung vollkommen entbehrlich wird. Man hat nur dafür zu sorgen, dass bei langen und stark geneigten Leitungen längs der Druckleitung bei Sturzregen die Bildung grösserer Wasserrinnen, welche die Unterbettung der Rohre fortschwemmen können, ausgeschlossen ist. Zu diesem Zwecke legt man an geneigten Stellen Abweisungsmauern an, durch welche der Strom des Regenwassers seitlich abgeführt wird.

Eine Verlegungsart, welche die Vorteile sowohl der offenen, als der bedeckten Lage in sich vereinigt — allerdings abgesehen von den Kosten — wurde bei der Anlage Funghera (Taf. X, Fig. 8) gewählt. Dort sind nämlich die zwei Druckrohre durch ein Betongewölbe überdeckt, welches so weit ist, dass man überall an die Rohre heran kann. In diesem Gewölbe schwankt die Temperatur nur in kleinen Grenzen.

Bei der Anlage Hafslund sind die Rohre nachträglich überdeckt, um die Schwierigkeiten infolge von Gallerteisbildung in den Rohren, unter denen der Betrieb früher zu leiden hatte, zu vermeiden [80].

Ähnlich ist auch die Überdeckung der Druckleitung bei der Urfttalsperre (Taf. XLVIII, Fig. 4b).

Wie schon im Abschnitt 2 erwähnt, muss man bei Rohren von grossem Dm. mit schwacher Längsneigung den Zustand der vollen Füllung des Rohres bei druckfreiem Scheitel ins Auge fassen wegen der starken, sowohl im Scheitel und der Sohle als in den Kämpfern auftretenden Biegungsmomente, und man bettet deshalb solche Rohrlei-

---

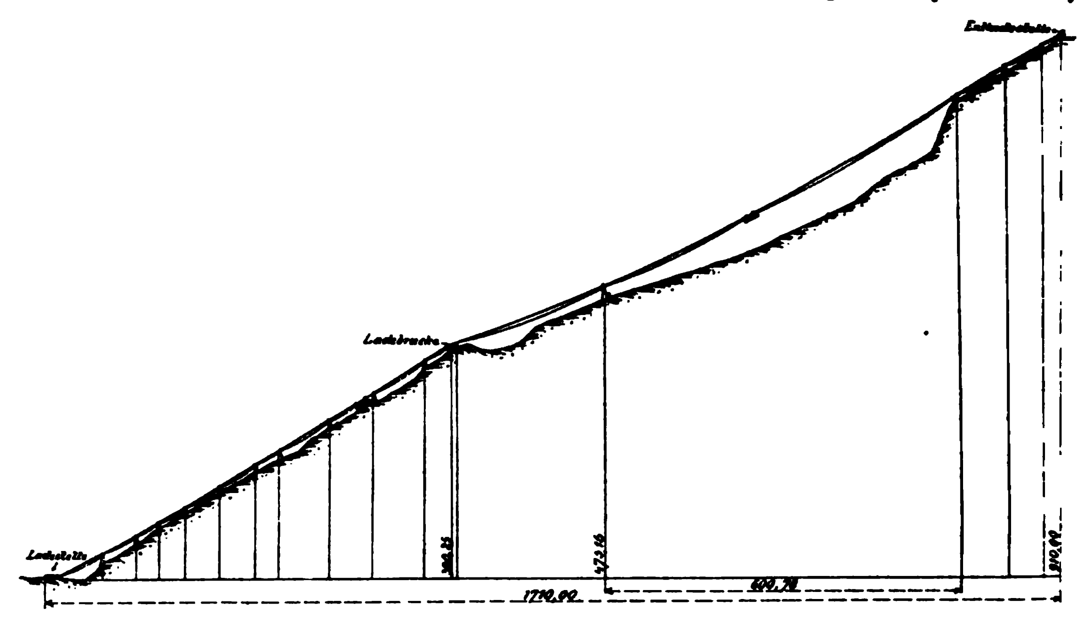
[80]) Auf eine Anfrage hat der Direktor des Werkes Herr Knud Bryn dem Verfasser wie folgt geantwortet: „In unseren Druckrohren und Turbinen haben wir, seitdem die Rohre überbaut sind, nie Schwierigkeit mit Eis gehabt. Die Lufttemperatur in diesem eingeschlossenen Raume sinkt auch während der grössten äusseren Kälte nicht unter 0 Grad, indem das durchlaufende Wasser als ein grosser Heizapparat wirkt."

tungen entweder bis etwas über dem Kämpfer, wie bei der Anlage Champ (Fure et Morge, Taf. LX, Fig. 10) oder wie bei der Druckleitung der Ontaria Power Co. (Taf. LVIII, Fig. 6) am ganzen Umfange in Beton ein.

Bei einigen Anlagen, so z. B. bei der zuerst verlegten Druckleitung der Anlage Novalesa-Cenischia hat man trotz der bedeckten Lage an steilen Stellen die Einzelunterstützung durch Betonmauern gewählt und zwar nach mündlichen Mitteilungen aus dem Grunde, damit das Rohr, wenn bei einem entstehenden Risse das austretende Wasser die Unterbettung fortspülen sollte, seine Untersützung nicht verliert und nicht völlig zum Bruche kommen kann.

Bei der bedeckten Verlegung der Druckleitung aus geschweissten Rohren Vouvry-Lac Tanay und ebenso bei derjenigen der Aufspeicherungsanlage Olten-

Abb. 309. Längsprofil der Seilbahn zum Transport der Druckrohre bei der Anlage Vouvry-Lac Tanay.



Aarburg und früher schon bei dem Wasserkraft-Elektrizitätswerk der Walliser Industrie-Gesellschaft in Vernayaz (Rhonetal) (S. 606 ad 27) wurden keilförmige Zwischenstücke (Taf. LVIII, Fig. 10 und 12) verwendet, mit deren Hilfe es möglich wurde, nach jeder Richtung hin kleinere Knicke bis 10° zu bilden und sich so dem Terrain gut anzuschmiegen. Diese Einrichtung soll sich gut bewährt haben.

Der Transport der Druckrohre an die Baustelle erfolgt bei geeigneten Zufahrtstrassen durch Wagen bis zu einer oberhalb der Leitungslinie gelegenen Stelle, und man lässt dann die Rohre auf Schlitten oder Schleifen bis zur Baustelle heruntergleiten. Findet sich eine derartige geeignete Zufahrtstrasse nicht, so werden die Rohre entweder auf Gleisen mit motorisch angetriebenen Windevorrichtungen zur Baustelle emporgefahren, wie es aus Abb. 308 ersichtlich ist, oder man transportiert die Druckrohre durch Seilbahnen an die höher gelegene Stelle, wie es z. B. bei der Anlage Vouvry-Lac Tanay geschehen ist. Die diesbezüglichen Vorrichtungen gehen aus Taf. LIX, Fig. 13 und 14 und Abb. 309 mit genügender Deutlichkeit hervor.

Zum Verlegen der Rohre an Ort und Stelle werden entweder dreibeinige Böcke

mit Flaschenzügen (Taf. LVIII, Fig. 2 und Abb. 310) oder auf Gleisen verschiebbare Gerüste nach Taf. LIX, Fig. 15 benutzt.

Bei der Anlage Champ (Fure et Morge) wurden die in der Werkstatt hergestellten Rohrschüsse auf dreierlei Weise an Ort und Stelle zusammengesetzt.

Eine Methode bestand darin, dass die Rohre auf einer aus Bohlen hergestellten und auf dem Betonbett erbauten Plattform zu Rohrenden von 30—40 m verbunden wurden. Nach Fertigstellung eines solchen Stückes wurde das ganze Rohrende mittelst der Flaschenzüge (Abb. 310) gehoben und nach Beseitigung der hölzernen Plattform in das Betonbett gelegt, nachdem dasselbe zuvor auf das sorgfältigste gesäubert war.



Abb. 310. Verlegung der Druckleitung aus Siemens-Martin-Stahl der Anlage Champ.



Bei der zweiten Verlegungsart, welche angewendet werden konnte für Wandstärken von 9 mm und mehr, wurden die Rohrschüsse zu Rohrstrecken bis zu 60 m Länge auf einer aus Bohlen hergestellten Plattform zusammengesetzt, welche längs des Betonbettes auf dem natürlichen Terrain errichtet war. Nach Fertigstellung eines solchen Stückes wurde dasselbe vorsichtig in das Betonbett hineingerollt, wobei die innere Leibung und besonders die Kanten des Betonbettes durch Faschinen geschützt wurden.

Die dritte Art der Verlegung bestand darin, dass die in der Werkstatt in 10 m langen Schüssen hergestellten Rohrenden an die Baustelle gefahren wurden und dort nach Einbettung in das Betonbett direkt miteinander vernietet wurden, indem das eine Rohrende in das andere hineingesteckt wurde. In dem Beton wurden an der Stossfuge für die Nietung entsprechende Räume freigelassen[31]).

Eine grössere Dückeranlage ist bereits in § 2, S. 795, Abb. 240 erwähnt. Wenngleich diese Druckleitung einen Teil eines Werkkanals bildet, so würde sie doch ebenso für eine Druckleitung dienen können.

---

[31]) Die erste und zweite Art der Verlegung wurde von der Firma Bouchayer & Viallet in Grenoble, die dritte von der Firma Joya, Grenoble ausgeführt.

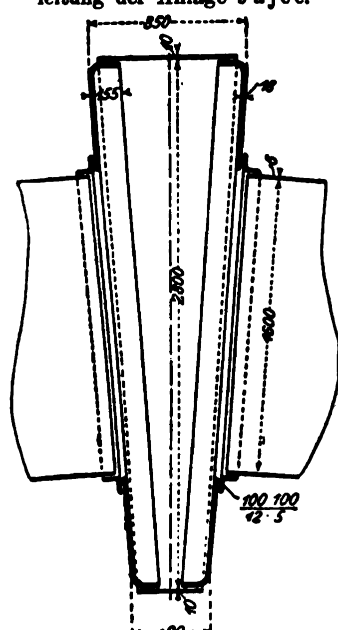
Die Versenkung eines Dückers der Kanalisation von Charlottenburg durch die Havel bei Spandau ist auf Taf. LIX, Fig. 3 und 4 zur Darstellung gebracht[52]).

Eine grössere Ausführung ähnlicher Art ist bei der Versenkung der Druckrohre durch den Niederhafen in Hamburg ins Werk gesetzt[53]).

Auf der eben genannten Tafel zeigen Fig. 7—12 die bei bei Verlegung des Druckrohres der Kanalisation von Charlottenburg unter dem Güterbahnhof Westend vom Verfasser angewandte Verlegungsart. Das eigentliche Druckrohr liegt hier in einem Mantelrohr auf Schienen und kleinen Rollen, sodass es im Falle einer Reparatur ohne Aufgrabung herausgezogen und wieder eingeschoben werden kann[52]).

5. Die Vorrichtungen zum Ausgleich der Längenänderungen und die Verankerung an den Knickpunkten. Wie bereits im vorigen Abschnitt gesagt, kommen sogenannte Dilatationsvorrichtungen nur bei offener Verlegung der Druckrohre in Frage. Bei kleinen Dm. genügen als Dilatationsvorrichtung die Krümmerstücke an den Knickpunkten. Man gibt auch wohl, um Längsänderungen unschädlich auszugleichen, der Leitungslinie im Grundriss Knicke von etwa 10°, sofern auf Längen von mehr als 100 m Knickpunkte im Aufriss der Linie nicht vorkommen. Bei kleineren Längen gewähren auch für grosse Dm. die Krümmerstücke, mit welchen die Druckrohre aus der Druckkammer austreten und in das Krafthaus einmünden, ausreichende Nachgiebigkeit. So sind z. B. bei der Anlage Avignonnet (Abb. 107, S. 504), wo es sich nur um eine Druckrohrlänge von etwa 28 m und Dm. von 2,20 m handelt und sowohl an der Druckkammer als auch an dem Krafthause Krümmer liegen, keine weiteren Dilatationsvorrichtungen angebracht.

Dilatationsstück in der Druckrohrleitung der Anlage Jajce.



Bei den Anlagen Vizzola (2 m Dm.), Morbegno (2,5 m Dm.), Bergamasca (2,5 m und 1,8 m Dm.), bei denen die Druckrohrlängen zwischen etwa 45 und 68 m liegen, und gleichfalls am Krafthause Krümmer vorhanden sind, hat man jedes Druckrohr in dem Mauerwerk der Druckkammer in einer Stopfbüchse beweglich gemacht.

Bei Druckleitungen mit mittleren und grösseren Dm. von mehr als 100 m Länge werden meistens gusseiserne Stopfbüchsen nach dem Muster von Taf. LIX, Fig. 17 eingelegt.

Beim Kubelwerk, wo die Druckrohrlänge bei 1,6 m Dm. 294 m beträgt, sind an zwei Stellen derartige Stopfbüchsen eingebaut (Taf. XXI, Fig. 1 und 2) und man hat im Betriebe Bewegungen der Rohrenden in der Stopfbüchse von 20 mm beobachtet.

Die Druckleitung der Anlage St. Maurice-Lausanne (Taf. XXVIII, Fig. 5 und S. 456) hat bei einer Gesamtlänge von 470,0 m und 2,7 m l. Dm. ebenfalls zwei derartige Stopfbüchsen. Es ist aber hervorzuheben, dass die Leitungslinie im Grundriss zwei Knickpunkte aufweist, welche immerhin eine unschädliche Bewegung der Druckleitung gestatten, obwohl die Rohre an den Knickpunkten auf Betonblöcken verankert sind.

52) Th. Koehn, Die Kanalisation von Charlottenburg. — Berlin und seine Bauten. — 1896. S. 370—371.

53) C. Merkel, Die Versenkung der Dückerrohre durch den Niederhafen und die Mündungsanlage der neuen Stammsiele in Hamburg. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 41, 81, 183, 202 mit zahlreichen Abbildungen.

Bei der Anlage La Dernier Vallorbe (Taf. XXXI, Fig. 1 und S. 465), wo ein im ganzen 620,0 m langes Druckrohr von 1,2 m bis 1,0 m innerem Dm. verlegt wurde, hat man ausser der Dilatationsvorrichtung an der Ausmündungsstelle aus der Druckkammer selbst, noch vier solche Stopfbüchsen angeordnet und zwar von oben nach unten gemessen in Entfernungen von 84,0 m, 144,0 m, 219,0 und 110,0 m. Das Rohr ist auf der obersten Strecke 77%, auf der zweiten 31,2%, auf der dritten 43%, auf der untersten 24% geneigt.

Statt der gusseisernen Stopfbüchsen wurde bei der Druckleitung der Anlage Jajce (1,6 m Dm.) als Dilatationsvorrichtung an einem Knickpunkte ein federndes keilförmiges Fassonstück (Abb. 101, S. 495 [nebenstehend wiederholt] und Taf. LVIII, Fig. 7) verwendet.

Wenn an schärferen Knickpunkten (von mehr als 10°) einer Druckleitung, bei lose aufliegenden Rohren durch den hydraulischen Druck und die Arbeitsfähigkeit des strömenden Wassers die Gleichgewichtslage gestört werden würde, muss die Druckleitung auf Mauerwerks- oder Betonkörpern mit entsprechenden Abmessungen verankert werden. Ebenso wird bei steilen Leitungen, wo die Reibung nicht gross genug ist, um ein Herabgleiten zu verhindern, eine Verankerung notwendig. Als Beispiele seien die Druckleitung Kubelwerk (Taf. XXI, Fig. 1 und 2) und die Druckleitung der Vizzola-Anlage (Taf. II, Fig. 2) genannt. Einzelheiten von Verankerungen zeigen die Fig. 3—5 und 8—9, Taf. LVIII.

Im nachstehenden sind einige Formeln für die Berechnung der Verankerungen angegeben[84]), welche genügende Anhaltspunkte für die Wahl der Mittel zur Verankerung bieten dürften. Die technischen Einzelheiten ergeben sich im übrigen von selbst.

1. Betrachtet man einen Knickpunkt, bei dem der obere Strang gegen die Wagerechte (Abb. 311) unter dem $\sphericalangle \alpha$, der untere Strang unter dem $\sphericalangle \alpha_1$ geneigt ist, so wird zunächst zu untersuchen sein, welche in Richtung des oberen Leitungsstückes wirkende axiale Gegenkraft nötig ist, um das Herabgleiten der Druckleitung zu verhindern.

Es mögen bezeichnet werden

mit p das Gewicht des aufwärts vom Knickpunkte liegenden gefüllten Leitungsstückes pro lfm,
mit L seine Länge bis zur nächsten Dilatationsvorrichtung,
mit p_1 und L_1 die entsprechenden Grössen des abwärts vom Knickpunkt liegenden gefüllten Leitungsstückes,
mit Q die sekl. Wassermenge, welche durch die Rohrleitung fliessen soll,
mit D den lichten Dm., mit r den lichten Halbmesser der Druckleitung,
mit f den Reibungsbeiwert zwischen den Rohrwandungen und den Auflagerstellen.

Für den Fall, dass keine Dilatationsvorrichtungen vorhanden, sondern dass alle Rohre durch Flanschen fest verbunden sind, wird man annehmen können, dass die Leitung auf einer Länge L an dem nächstfolgenden Verankerungspunkt gewissermassen hängt und auf einer gleichen Länge L auf den unteren Verankerungspunkt schiebt oder umgekehrt. Es werden also in solchem Falle die Längen L bezw. L_1 gleich der halben Entfernung zweier Verankerungspunkte zu setzen sein.

Der von der Auflagerung auf einer schiefen Ebene herrührende nach unten gerichtete axiale Schub des oberen Leitungsstückes ist (Abb. 311)

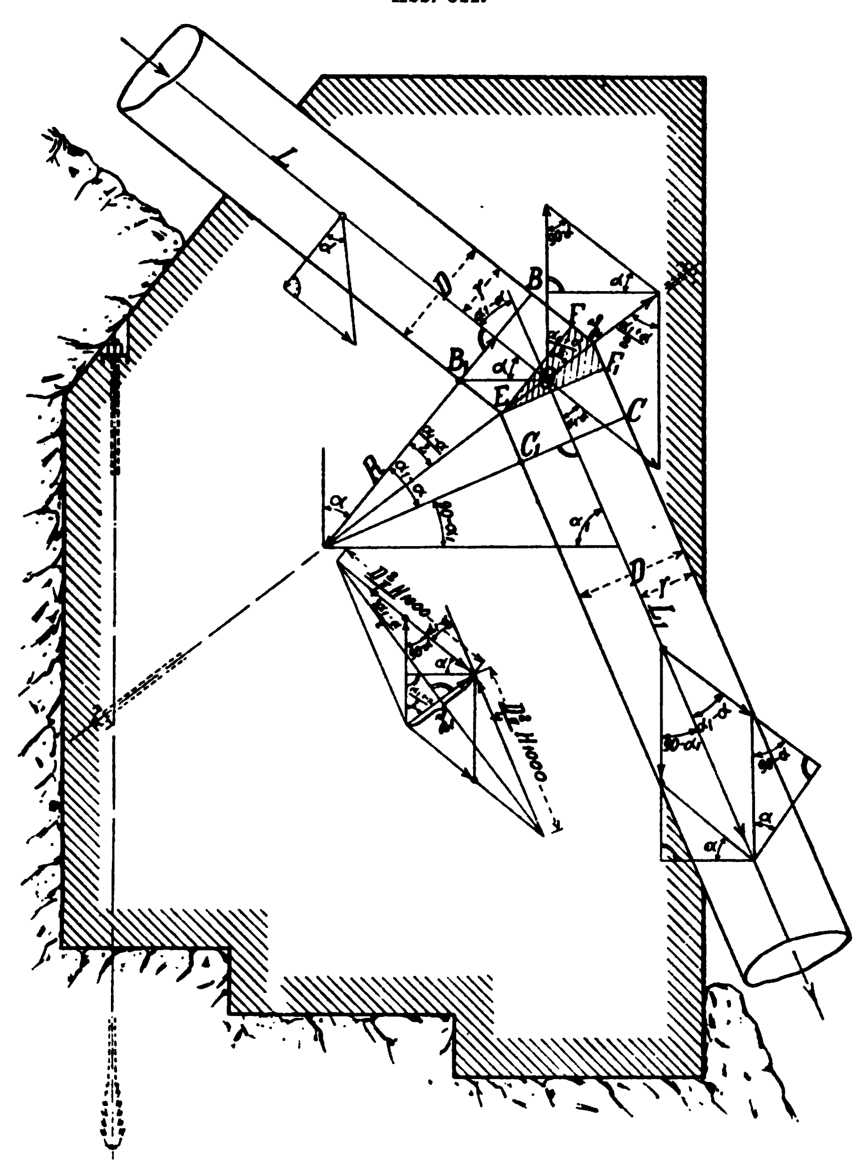
$$A' = p \,.\, f \,.\, L \,.\, \cos\alpha - p \,.\, L \,.\, \sin\alpha - \frac{64\, Q^2}{\pi^2 D^5 c^2} \,.\, L \,.\, \frac{D^2 \pi}{4} \,.\, 1000.$$

[84]) Nach Wissen des Verfassers finden sich in der Literatur bis jetzt noch keine diesbezüglichen Angaben. Anfragen des Verfassers bei den Herren Professoren C. v. Bach in Stuttgart und Ph. Forchheimer in Graz bestätigten diese Annahme.

Der letzte Ausdruck auf der rechten Seite ergibt sich aus den Gefällverlusten pro lfm. in m Wassersäule nach Gleichung 11 S. 886, mal der Länge L, mal dem Gewicht der Wassersäule pro lfm.

$$A' = p\,L\,(f \cos \alpha - \sin \alpha) - \frac{16\,Q^2}{\pi\,D^5\,c^2} \,.\, L \,.\, 1000. \tag{85}$$

Abb. 311.



Für das abwärts vom Knickpunkt gelegene Leitungsstück ist die in Richtung der Achse des oberen Leitungsstückes wirkende Komponente der von der Auflagerung auf einer schiefen Ebene und von den Druckverlusten der fliessenden Wassersäule herrührenden axialen Kräfte:

$$A'' = \left[p_1\,L_1\,(f \cos \alpha_1 - \sin \alpha\,) - \frac{16\,Q^2}{\pi\,D^5\,c^2} \,.\, L_1 \,.\, 1000\right] . \left[\cos(\alpha_1 - \alpha) - \sin(\alpha_1 - \alpha) \,.\, \mathrm{tg}\alpha\right]. \tag{86}$$

Man sieht aus Formel (86), dass für $\alpha_1 = 90^0$ und $\alpha = 0^0$ d. h. also, wenn der

$\sphericalangle$ am Knickpunkt ein rechter wird, $A'' = 0$ werden muss. Wenn $\alpha_1 = 0$, also der untere Schenkel wagerecht und der obere Schenkel lotrecht wird, so muss A'' gleichfalls 0 werden. Es wird dann aber, da $\alpha > \alpha_1$ die zweite eckige Klammer in Formel (86) zu $[\cos(\alpha - \alpha_1) + \sin(\alpha - \alpha_1) \operatorname{tg}(90 - \alpha)]$.

Die gesamte von der Schwerkraft herrührende, in Richtung des oberen Leitungsstückes wirkende axiale Kraft ist also

$$A = A' + A''. \tag{87}$$

Wie aus dem nachstehend gegebenen Beispiele hervorgeht, ergeben das zweite Glied der Gleichung (85) und das zweite Glied in der ersten eckigen Klammer der Gleichung (86), durch welche die Reibungsverluste des fliessenden Wassers in den Leitungen ausgedrückt werden, nur Werte, welche meistens $< \frac{1}{100}$ des ersten Gliedes sind, und man macht deshalb keinen grossen Fehler, wenn man das zweite Glied ganz vernachlässigt. Aus Gleichung (85) ist ferner zu ersehen, dass die axialen Schübe sehr wesentlich von dem Reibungswert abhängen. Der Wert von f ist für Schweisseisen und Stahl auf Gusseisen, also für den Fall, dass die Rohre in Lagerschalen gelagert sind, $= 0{,}19$ bis $0{,}20$. Für den Fall, dass die Rohre direkt auf dem Mauerwerk aufliegen, $= 0{,}45$ zu setzen. Man wird daher bei flach geneigten, offen verlegten Leitungen, um die axiale Beweglichkeit zu erleichtern, die Lagerung in Schalen, bei steilen Leitungen aber, um den Reibungswinkel zu vergrössern, die Lagerung direkt auf dem Mauerwerk vorziehen.

Die von der Auflagerung auf den schiefen Ebenen herrührenden lotrechten Auflagerdrücke auf den Verankerungspfeiler sind

$$P' = A' . \sin \alpha \tag{88}$$

ferner

$$P'' = A'' \sin \alpha + \left[\frac{A''}{\cos(\alpha_1 - \alpha) - \sin(\alpha_1 - \alpha) \operatorname{tg} \alpha}\right] . [\cos(90 - \alpha_1) - \sin(90 - \alpha_1) \operatorname{tg} \alpha]. \tag{89}$$

Der Wert P'' setzt sich also zusammen aus der Summe der lotrechten Komponente der in Richtung des unteren Leitungsstückes wirkenden axialen Kraft bei Zerlegung in jene und in A'' (zweites Glied) + der lotrechten Komponente von A'' (erstes Glied), wofür man einfacher auch schreiben kann

$$P'' = \frac{A''}{\cos(\alpha_1 - \alpha) - \sin(\alpha_1 - \alpha) \operatorname{tg} \alpha} . \sin \alpha_1. \tag{89a}$$

Wird z. B. der $\sphericalangle \alpha_1 = 0$, d. h. also das untere Leitungsstück wagerecht, so muss $P'' = 0$ werden, da die betreffenden axialen Kräfte wagerecht gerichtet sind. Das zweite Glied der Gleichung (89) erhält dann den Wert $- A'' \sin \alpha$.

Hinzu kommt ferner

$$P''' = p\, l \left(1 - \frac{\cos \alpha}{2}\right) + p_1\, l_1 \frac{\cos \alpha_1}{2} \tag{90}$$

worin l und l_1 die Entfernungen von Auflagermitte zu Auflagermitte der nächstliegenden Fundamentpfeiler aufwärts und abwärts vom Knickpunkte bedeuten.

Schliesslich ist

$$P = + [P' + P'' + P'''] \tag{91}$$

Alle wagerechten Komponenten, welche aus der Auflagerung der Leitung auf schiefen Ebenen herrühren, sind

$$W = A' \cos \alpha + A'' \cos \alpha = \pm [A . \cos \alpha]. \tag{92}$$

2. Der in der Richtung des oberen Leitungsstückes wirkende Stoss der fliessenden Wassersäule, welcher durch die Ablenkung des Wassers am Knick verursacht wird, ist

$$A_1 = k \frac{1000\,Q\,v}{g} . [1 - \cos(\alpha_1 - \alpha)] \text{ in kg.} \tag{93}$$

Hierin bedeuten Q die sekl. Wassermenge in cbm/sek., v die Geschwindigkeit in m/sek. und g die Erdbeschleunigung $= 9{,}81$ m, k einen Erfahrungswert, wofür sichere, auf genauen Versuchen beruhende Angaben noch fehlen, welcher aber ungefähr zu 0,75[35]) angenommen werden kann.

Aus Gleichung (93) ersieht man, dass die von dem Stoss der fliessenden Wassersäule herrührende axiale Kraft ausser von dem Produkt aus Wassermenge und Geschwindigkeit sehr wesentlich von der Grösse des $\sphericalangle(\alpha_1 - \alpha)$ am Knick abhängt und dass der grösste Wert von A_1 eintritt, wenn $(\alpha_1 - \alpha) = 90^0$ wird, das heisst wenn die Rohrstücke am Knickpunkt einen rechten Winkel bilden. Nur wenn es sich um grosse Geschwindigkeiten und grosse Werte von Q handelt und wenn der $\sphericalangle(\alpha_1 - \alpha) > 45^0$ ist, spielen die von dem Wasserstoss herrührenden, in diesem Zusammenhange zu betrachtenden Kräfte eine erhebliche Rolle. In der Regel macht man keinen grossen Fehler, wenn man sie ganz vernachlässigt.

Die nach unten gerichtete lotrechte Komponente der axialen Stosskraft ist

$$P_1 = + A_1 . \sin\alpha \tag{94}$$

und die wagerechte Teilkraft

$$W_1 = + A_1 . \cos\alpha \tag{95}$$

3. Die Ringfläche BC (Abb. 311) ist grösser als die Ringfläche B'C'. Es muss deshalb aus dem Druck der ruhenden Wassersäule nach Abb. 311 eine nach oben gerichtete, nach Abb. 312 eine nach unten gerichtete Resultierende entstehen, von der die Annahme gemacht werden darf, dass ihre Lage durch die Halbierung des Zentriwinkels der Krümmung bestimmt sei. Bedeutet H in m die Höhe der Wassersäule im Schnittpunkt der Rohrachsen, so ist 1000 . H der Wasserdruck pro qm in kg. Die dem Wasserdruck ausgesetzte Oberfläche der grösseren Ringfläche in qm ist

$$\frac{r\pi^2 . (\alpha_1 - \alpha)}{180} (R + 0{,}6366\,r).$$

Die Oberfläche der kleineren Ringfläche ist

$$\frac{r\pi^2 . (\alpha_1 - \alpha)}{180} (R - 0{,}6366\,r).$$

Hierin bedeuten: R den Halbmesser der Achse des Krümmerbogens in m und 0,6366 r die Entfernung des Schwerpunktes des Halbkreisbogens mit dem Halbmesser $r = \frac{D}{2}$ vom Mittelpunkt in m. Demnach ist die Differenz der Drücke auf die grössere und auf die kleinere Ringfläche

$$Z_0 = 1000\,H . \frac{r^2\,\pi^2\,(\alpha_1 - \alpha)}{180} . 1{,}2732 \text{ kg.}$$

Der Gesamtdruck auf ein Stück einer halbkreisförmigen Ringfläche von der Länge 1 im Achsenschnitt gemessen verhält sich zur Summe aller parallel zur Ebene des lot-

35) G. Tolkmitt nimmt für die Berechnung des Stossdruckes auf eine schräggestellte Wehrklappe denselben Wert für k an. Handb. d. Ing.-Wissensch. 1892. III. Band. Wasserbau. Erste Abteilung. 1. Hälfte. S. 247

rechten Achsenschnittes gerichteten Druckkomponenten wie $\frac{r\pi}{2r}$. Demnach ist die Resultierende aller parallel zum Achsenschnitt gerichteten Drücke und Gegendrücke im Krümmerstück, welche in 0 (Abb. 311) angreifend und in ihrer Lage durch die Ebene des lotrechten Achsenschnitts und die Halbierungslinie des $\sphericalangle(\alpha_1 - \alpha)$ bestimmt gedacht werden kann

$$Z = 1000\,H \,.\, \frac{2r^2\pi(\alpha_1 - \alpha)}{180} \,.\, 1{,}2732. \tag{96}$$

Die Komponente dieser Kraft Z in Richtung der **Achse des oberen Leitungsstückes** ist

$$A_2 = \pm\left[1000\,\frac{2\,.\,H\,r^2\pi\,(\alpha_1 - \alpha)}{180}\,.\,1{,}2732\right]\,.\,\left[\frac{\sin\left(\frac{\alpha_1 + \alpha}{2}\right)}{\cos\alpha}\right]. \tag{97}$$

Die von der Kraft Z herrührenden lotrechten Komponenten sind

$$P_2' = A_2\,.\,\sin\alpha \tag{98}$$

Ferner der Anteil, welcher von der Zerlegung der Kraft Z in eine unter dem $\sphericalangle\alpha$ gegen die Wagerechte gerichtete axiale und in eine lotrechte Komponente herrührt

$$P_2'' = 1000\,.\,H\,.\,\frac{2\,.\,r^2\,\pi\,.\,(\alpha_1 - \alpha)}{180}\,.\,1{,}2732\left[\cos\left(\frac{\alpha_1 + \alpha}{2}\right) + \sin\left(\frac{\alpha_1 + \alpha}{2}\right)\operatorname{tg}\alpha\right] \tag{99}$$

$$\text{also } P_2 = \pm[P_2' + P_2''] = \pm Z\,.\,\cos\left(\frac{\alpha_1 + \alpha}{2}\right). \tag{100}$$

Die von Z herrührende wagerechte Komponente ist

$$W_2 = \pm[A_2\,.\,\cos\alpha] \tag{101}$$

4. **Bei Vernachlässigung des schraffierten hufähnlichen Körpers** EFF_1 (Abb. 311) **kann man annehmen, dass die Wasserdrücke und die Gegendrücke auf die Flächen EF und EF_1 gleich sind.** Während der Wasserdruck bei EF in der Achse des oberen Leitungsstückes nach unten gerichtet ist, muss der Gegendruck in dem Schnitte EF_1 in der Achse des unteren Leitungsstückes nach oben gerichtet sein und beide Kräfte werden eine bei einem Knickpunkt wie Abb. 311 nach oben gerichtete, bei einem Knickpunkt wie Abb. 312 nach unten gerichtete Resultierende haben, deren Lage durch die Halbierungslinie des $\sphericalangle(\alpha_1 - \alpha)$ bestimmt ist. Da die Drücke und Gegendrücke durch die Schwerpunkte der Schnittflächen EF und EF_1 gehen, können sie an sich nicht auf Erweiterung des Knickpunktwinkels $180 - (\alpha_1 - \alpha)$ hinwirken, sondern zunächst nur auf Verschiebung des ganzen Knickes mit unverändertem $\sphericalangle$. Die axialen Drücke und Gegendrücke sind $= \frac{D^2\pi}{4}\,.\,H\,.\,1000$ in kg, wenn H und D in m ausgedrückt werden. Es ist also die Resultierende (Abb. 311)

$$Z_1 = \left[\frac{D^2\,\pi\,.\,H}{2}\,.\,1000\,\sin\left(\frac{\alpha_1 - \alpha}{2}\right)\right]. \tag{102}$$

Zerlegt man Z_1 in eine Lotrechte und in eine Komponente parallel zur Achse des oberen Leitungsstückes, so ist die letztere

$$A_3 = \pm Z_1\,.\,\left[\frac{\sin\left(\frac{\alpha_1 - \alpha}{2}\right)}{\cos\alpha}\right]. \tag{103}$$

Die von Z_1 herrührenden lotrechten Kräfte setzen sich zusammen aus

$$P_3' = A_3\,.\,\sin\alpha \tag{104}$$

und aus der bei der obigen Zerlegung von Z_1 sich ergebenden lotrechten Teilkraft

$$P_3'' = Z_1 \left[\cos\left(\frac{\alpha_1+\alpha}{2}\right) + \sin\left(\frac{\alpha_1+\alpha}{2}\right) . \operatorname{tg}\alpha\right], \tag{105}$$

$$\text{also } P_3 = \pm[P_3' + P_3''] = \mp Z\cos\left(\frac{\alpha_1+\alpha}{2}\right). \tag{106}$$

Die von Z_1 herrührende wagerechte Komponente ist

$$W_3 = \pm[A_3 . \cos\alpha]. \tag{107}$$

Es ist demnach

$$\left.\begin{array}{ll} \text{die Summe aller Kräfte in Richtung des oberen Rohres} & \Sigma A = \pm A + A_1 \pm A_2 \pm A_3 \\ \text{die Summe aller lotrechten Kräfte} & \Sigma P = +P + P_1 \pm P_2 \pm P_3 \\ \text{die Summe aller wagerechten Kräfte} & \Sigma W = \pm W + W_1 \pm W_2 \pm W_3 \end{array}\right\} \tag{108}$$

Bezeichnet man die Kräfte in Richtung des im oberen Leitungsstücke fliessenden Wassers als positiv, die entgegengesetzten als negativ, so kann A, A_2 und A_3 negativ und positiv sein, A_1 muss aber immer positiv sein, solange es sich um Knickpunkte in einer abwärts fallenden Leitung und nicht um sogenannte Scheitelpunkte handelt. Bezeichnet man die nach unten gerichtete lotrechte Kraft als positiv, so müssen P und P_1 immer positiv sein, so lange es sich nicht um Scheitelpunkte handelt, P_2 und P_3 können positiv und negativ sein und zwar werden sie negativ, d. h. nach oben gerichtet, wenn $\alpha_1 > \alpha$ (Abb. 311) und positiv wenn $\alpha_1 < \alpha$ ist (Abb. 312). Bezeichnet man schliesslich bei Lage der Druckleitung nach Abb. 311 und 312 die in der Bildfläche nach rechts gerichteten wagerechten Kräfte als positiv, die nach links gerichteten als negativ, so muss W_1 unter obiger Voraussetzung positiv, W, W_2 und W_3 können positiv und negativ sein. Da nun die Kräfte P_2 und P_3, wie das nachstehende Beispiel lehrt, sehr beträchtliche Werte haben können, und wenn sie negativ sind, auf das Kanten des Fundamentklotzes in Richtung des fliessenden Wassers hinwirken, wenn sie positiv sind, aber dem Kanten entgegenwirken, so können im allgemeinen die Abmessungen der Fundamente an Knickpunkten mit $\alpha_1 < \alpha$ (Abb. 312) erheblich kleiner als an Knickpunkten nach Abb. 311 ausfallen.

Man kann nun die Annahme machen, dass die Angriffspunkte der Kräfte A, W_1 und $P' + P''$ bei E (Abb. 311 und 312), der Angriffspunkt der Kraft P''' in der Mitte der Auflagerfläche der Rohrleitung liegen und dass alle übrigen Kräfte im Schnittpunkt 0 der Rohrachsen angreifen. Damit sind alle äusseren auf das Verankerungsmauerwerk wirkenden Kräfte nach Lage, Richtung und Grösse bestimmt, und man kann alsdann rechnerisch oder besser graphisch das Fundamentmauerwerk auf Kanten in einer ungünstig zu wählenden Fuge, auf Abscheren in einer zur Achse des oberen Leitungsstückes parallelen Fuge, auf Gleiten in einer ungünstig gewählten wagerechten Fuge untersuchen und die grössten Kantenpressungen ermitteln (vergl. die Angaben auf S. 661—664).

Beispiel: Es sei der unterste Knickpunkt der Druckleitung der Anlage Kubelwerk (Taf. XXI, Fig. 2, welche der Einfachheit halber hier wiederholt ist) betrachtet. Es sind nach Abb. (312)

$D = 1{,}6$ m, $r = 0{,}8$ m, F der Querschnitt des Rohres $= D^2 \frac{\pi}{4} = 2{,}01$ qm,

$Q = 4{,}6$ cbm/sek, $c = 50$,

$v = \frac{Q}{F} \backsim 2{,}28$ m/sek., $L = 50{,}130$ m, $L_1 = 48{,}26$ m, $H = 86{,}49$ m,

$\operatorname{tg}\alpha = \frac{75{,}8}{100} = 0{,}758$, also $\sphericalangle\, \alpha = 37^0\, 10'$, $\sphericalangle\, \alpha_1 = 0^0$, $\sin\alpha = 0{,}604$, $\cos\alpha = 0{,}797$,

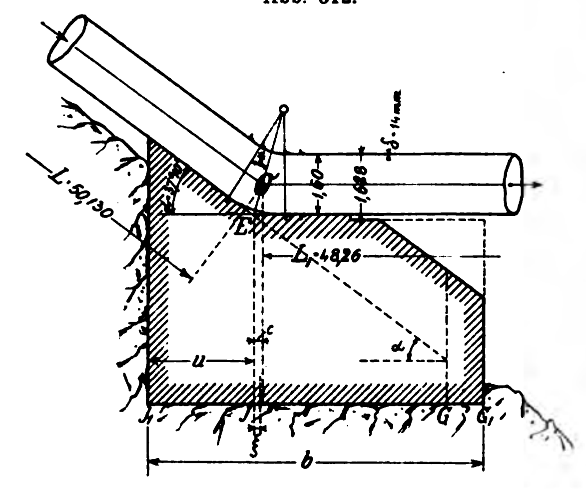
$\sin\left(\frac{\alpha_1+\alpha}{2}\right) = 0{,}319$; $\cos\left(\frac{\alpha_1+\alpha}{2}\right) = 0{,}948$; $\sin\left(\frac{\alpha-\alpha_1}{2}\right) = +0{,}319$ (s. Formel 102 u. 103).

Die Wandstärke der Rohrleitung soll der Einfachheit halber durchschnittlich zu 14 mm angenommen werden, sodass sich

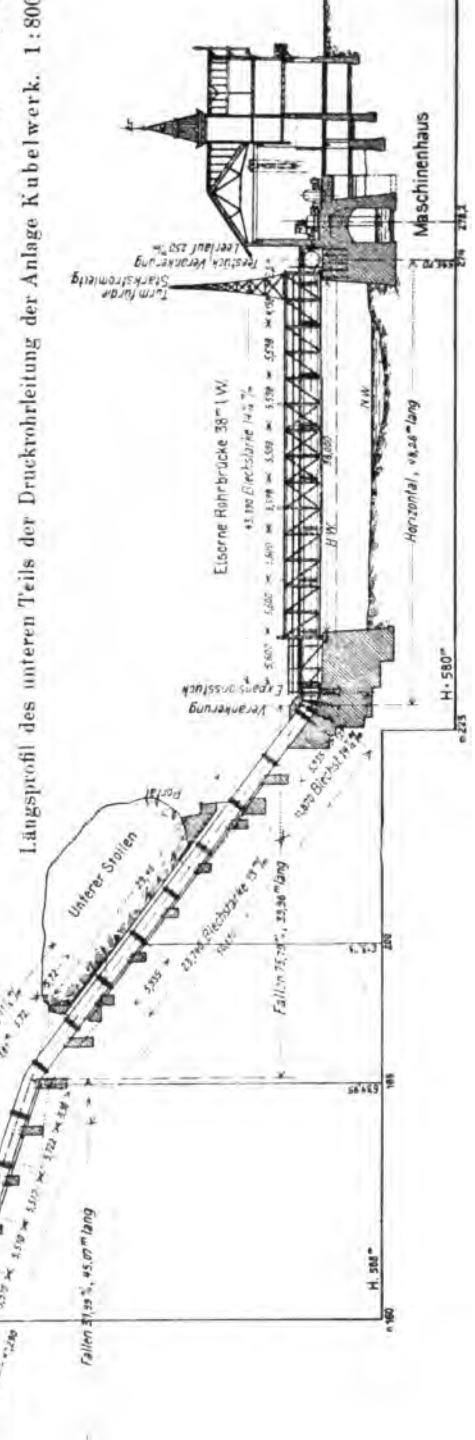
$$p = p_1 \cong 2600 \text{ kg}$$

ergibt. Es sei ferner angenommen, dass die Verankerung am oberen Knickpunkt der Druckleitung dieser Anlage stark genug sei, um alle axialen Schübe von derjenigen

Abb. 312.



Stelle an nach aufwärts aufzunehmen, welche um 50,130 m von dem hier zu betrachtenden Knickpunkte entfernt liegt, und dass ebenso an dem zu betrachtenden Knickpunkt die Kräfte der abwärts gerichteten Rohrleitung bis auf $L_1 = 48{,}26$ m aufzunehmen seien. Die tatsächlich gleich abwärts des Knickpunktes vorhandene Dilatationsvorrichtung ist also fortzudenken, ebenso ist angenommen, dass der Verankerungspunkt jenseits des Flusses den hier zu betrachtenden Kräften keine Gegenkräfte entgegenstellen kann. Der Reibungswert f soll unter der Annahme, dass die Rohre auf den einzelnen Zwischenpfeilern und auf der Brücke in gusseisernen Schalen liegen, 0,20 sein.



Längsprofil des unteren Teils der Druckrohrleitung der Anlage Kubelwerk. 1:800.

Es ist dann nach Formel (85) und wenn man die Vorzeichen im oben genannten Sinne verwendet,

$$A' = \left[2600 \,.\, 50{,}130 \,.\, (0{,}20 \,.\, 0{,}797 - 0{,}604) - \frac{16 \,.\, 4{,}6^2}{3{,}14 \,.\, 1{,}6^3 \,.\, 50^2} \,.\, 50130\right] = [-20776 + 78724 + 526] = +58474 \text{ kg},$$

nach (86) $$A'' = \left[2600 \,.\, 48{,}26 \,.\, 0{,}20 - \frac{16 \,.\, 4{,}6^2}{3{,}14 \,.\, 1{,}6^3 \,.\, 50^2} \,.\, 48260\right] \,.\, [0{,}797 - (-0{,}604 \,.\, 0{,}758)] = -31556 \text{ kg}.$$

Es ist bekanntlich $\cos(-\alpha) = \cos(+\alpha)$ und $\sin(-\alpha) = -\sin(+\alpha)$.

Demnach ist nach (87) $A = A' - A'' = +26918$ kg.

Es ist nach (88) $P' = A' \,.\, \sin\alpha = 58474 \,.\, 0{,}604 = +35318$ kg.

P'' ist $= 0$, da $\alpha_1 = 0$ ist.

Zur Berechnung von P''' soll die Entfernung l vom Knickpunkt E (Abb. 812)

$$= 5{,}935 + 1{,}27 + 1{,}495 = 8{,}7 \text{ m}$$

und die Entfernung $l_1 = 5{,}6 + 2 = 7{,}6$ m angenommen werden. Die Auflagerdrücke der Brücke, welche bei der Anlage Kubelwerk gleichfalls auf dem Verankerungsmauerwerk ruht, sollen hier ausser Ansatz bleiben. Es ist demnach nach (90)

$$P''' = \left[2600 \,.\, 8{,}7 \left(1 - \frac{0{,}797}{2}\right) + \frac{2600 \,.\, 7{,}6}{2}\right] = + 23\,497 \text{ kg},$$

demnach P nach (91) $= P' + P'' + P''' = 35\,318 + 23\,497 = + 58\,815.$

Die wagerechten Komponenten berechnen sich nach Formel (92) zu

$$W = 26\,918 \,.\, 0{,}797 = + 21\,454 \text{ kg}.$$

2. Der Stoss der fliessenden Wassersäule am Knickpunkt in Richtung der Achse des oberen Leitungsstückes ist nach Formel (93)

$$A_1 = 0{,}75 \,.\, \frac{1000 \,.\, 4{,}6 \,.\, 2{,}28}{9{,}81} \,.\, (1 - 0{,}797) = + 162{,}8 \text{ kg}.$$

Diese axiale Kraft beträgt also weniger als 1 v. H. von A

P_1 ist $= 162{,}8 \,.\, 0{,}604 = + 98{,}3$ kg und

$W_1 = 162{,}8 \,.\, 0{,}797 = + 129{,}8$ kg.

3. Die durch die Halbierungslinie des $\sphericalangle (\alpha - \alpha_1) = \alpha$ ihrer Lage nach bestimmte, nach unten gerichtete Kraft Z, welche von der Verschiedenheit der Grösse der unteren und oberen Krümmerflächen herrührt, ist nach (96)

$$Z = 1000 \,.\, 86{,}49 \,.\, 2 \,.\, 0{,}80^2 \,.\, 3{,}14 \,.\, \frac{2230}{10\,800} \,.\, 1{,}2732 = 91\,400 \text{ kg}.$$

Es ist $(\alpha - \alpha_1) = 37^\circ\, 10'$ also $\frac{(\alpha - \alpha_1)}{180} = \frac{2230}{10\,800} = 0{,}2065.$

Die Komponente dieser Kraft in Richtung des oberen Leitungsstückes

nach (97) $A_2 = 91\,400 \,.\, \frac{0{,}319}{0{,}797} = - 36\,583$ (negativ, weil gegen die Strömung gerichtet),

nach (98) $P_2' = 35\,280 \,.\, 0{,}604 = - 22\,096$ (negativ, weil aufwärts gerichtet).

Die nach unten gerichtete lotrechte Komponente von Z, welche sich bei der Zerlegung in A_2 und in diese Komponente ergibt, ist

nach (99) P_2'' ist $= 91\,400\ [0{,}948 + 0{,}319 \,.\, 0{,}758] = + 108\,747,$

also nach (100) $P_2 = 108\,747 - 22\,096 = + 86\,651$ kg,

nach (101) $W_2 = - 36\,583 \,.\, 0{,}797 = - 29\,144$ kg (negativ, weil nach links gerichtet).

4. Die axialen Drücke und Gegendrücke am Knick sind

$$= \frac{D^2 \pi}{4} \,.\, H \,.\, 1000 = 2{,}01 \,.\, 86\,490 = 173\,845 \text{ kg}.$$

Die nach unten wirkende, durch die Halbierungslinie des $\sphericalangle \alpha$ in ihrer Lage bestimmte Resultierende dieser Drücke und Gegendrücke ist nach (102)

$$Z_1 = 2 \,.\, 173\,845 \,.\, 0{,}319 = 110\,913 \text{ kg}.$$

Ihre Komponente in Richtung des oberen Leitungsstückes nach (103)

$$A_3 = 110\,913 \,.\, \frac{0{,}319}{0{,}797} = - 44\,389 \text{ kg (negativ, weil gegen die Strömung gerichtet).}$$

Die lotrechte Komponente von A_3 ist nach (104)

$P'_3 = - 44\,389 \,.\, 0{,}604 = - 26\,810$ (negativ, weil aufwärts gerichtet).

Die lotrechte Komponente von Z_1 bei der Zerlegung in A_3 und P_3''

nach (105) $P_3'' = 110\,913 \,.\, 1{,}189 = + 131\,956$ kg,

nach (106) $P_3 = P_3' + P_3'' = 131\,956 - 26\,810 = 110\,913 \,.\, 0{,}948 = 105\,146$ kg,

nach (107) W_3 ist $= - 44\,389 \,.\, 0{,}797 = - 35\,388$ kg.

Es ist demnach $\Sigma A = 26\,918 + 162{,}8 - 36\,583 - 44\,389 = - 53\,891$

und es findet eine Beanspruchung des Fundaments auf Abscheren nicht statt. Wäre ΣA positiv, so müsste das Fundament zunächst so gross bemessen sein, dass es in einer unter dem $\sphericalangle \alpha$ zur Wagerechten gerichteten Fuge von E (Abb. 812) beginnend abwärts nicht abgeschert werden könnte.

Wenn die zulässige Beanspruchung des Betons auf Abscheren zu 0,8 kg/qcm angenommen würde, so müsste die Fläche der Fuge $\frac{\Sigma A}{0{,}8} = x$ qcm gross sein, also die wagerechte Querschnittsfläche

$$x \,.\, \cos \alpha.$$

Die Breite des Fundamentklotzes a sei zu 2,5 m angenommen, demnach müsste das Fundament von der lotrechten EJ an nach rechts gerechnet $\frac{x \cos \alpha}{2,5}$ m lang sein, um der Scherfestigkeit zu genügen.

Die Summe der lotrechten Komponenten ist

$$\Sigma P = 58815 + 98,3 + 86651 + 105146 = 250710 \text{ kg},$$

der wagerechten $\Sigma W = 21454 + 129,8 - 29144 - 35388 = -42694$ kg.

Wenn die Druckfestigkeit des Betons, welchen man für das Auflager selbst aus besserem Mörtel herstellen wird, zu 10 kg/qcm angenommen wird, so müsste die Auflagerfläche 25071,0 qcm gross sein. Der äussere Rohrdurchmesser ist 162,8 cm, sodass das Rohr auf mindestens

$$\frac{25071,0}{162,8} \backsim 154 \text{ cm}$$

aufruhen müsste. **Eine Verankerung des Rohres nach unten würde entbehrlich sein, da keine nach oben gerichteten Kräfte auftreten** und die horizontalen Schübe durch Winkeleisenringe, welche auf dem Rohre zu vernieten und in den Beton einzulassen wären, aufgenommen werden könnten.

Die Höhe des Fundamentklotzes bis zur Sohle sei zu 5,0 m angenommen, das Gewicht pro cbm Beton γ_1 zu 2000 kg. Der von dem Betonmauerwerk selbst herrührende lotrechte Druck auf die Fundamentsohle ist daher 0,2 . 5 = 1 kg/qcm. Es sei angenommen, dass die lotrechte Kraft $P' = +35318$ kg und die wagerechte Kraft $W = +21464$ kg in E angreifen, alle übrigen Kräfte sollen am Schnittpunkt der Rohrachse 0 angreifend angenommen werden. Die Entfernung c (Abb. 312) von EJ ist

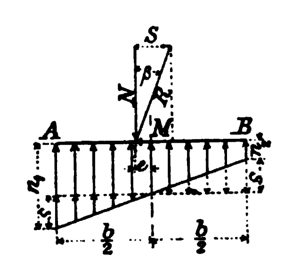
$$c = \frac{r}{2} \cdot \sin \frac{\alpha}{2} = \frac{0,814}{2} \cdot 0,319 = 0,129 \text{ m}.$$

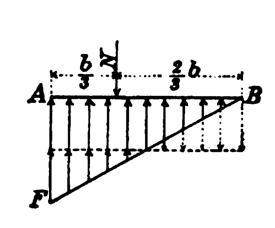
Man kann sich alle lotrechten Kräfte ersetzt denken durch eine einzige Kraft ΣP, welche bei einer Entfernung ξ von der lotrechten EJ angreift

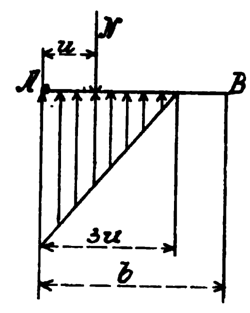
$$\Sigma P \cdot (c - \xi) = P' \cdot c$$

$$\xi = c - \frac{P' c}{\Sigma P} = 0,129 - \frac{35318 \cdot 0.129}{250710} = 0,111 \text{ m}.$$

Wiederholung von Abb. 183a u. b und Abb. 184 (S. 663).







Wenn die Kantenpressung bei J_1 5 kg nicht übersteigen soll, also wenn die von den äusseren Kräften herrührende Kantenpressung nicht grösser als 5 — 1 = 4 kg sein soll und wenn eine Zugspannung an der gegenüberliegenden Kante nicht eintreten darf, so muss nach Abb. 183/184 auf S. 663, welche vorstehend wiederholt sind, $4 = \frac{2 \Sigma P}{3 (u + \xi) \cdot 100 \cdot 250}$ sein, woraus sich u zu 1,560 m und $(u + \xi) = 1,671$ m ergeben, wobei u die Bedeutung hat, welche sich aus Abb. 312 ergibt.

$$b \text{ muss sein} = 3 (u + \xi) = 3 \cdot (1,560 + 0,111) = 5,013 \text{ m}.$$

Es muss ferner bei den gemachten Annahmen nach Gleichung (52) S. 664 die Kantenpressung an der Kante $G_1 = 0$ werden, da

$$n_2 = 2 \cdot \frac{\Sigma P}{a b} \left[\frac{3 \cdot (u + \xi)}{b} - 1 \right]$$ ist (a bedeutet die Breite des Fundamentes).

Da das Gewicht des Mauerwerks selbst hierbei nicht berücksichtigt ist, so wird die tatsächliche Kantenpressung bei $G_1 = 1$ kg/qcm.

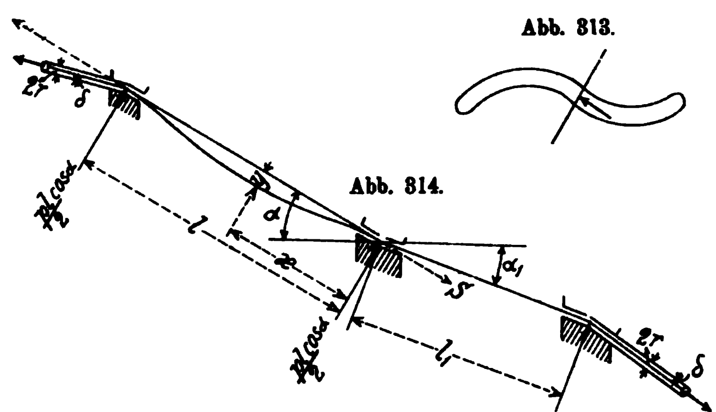
Um zu untersuchen, ob der Mauerklotz auf der Sohlenfuge gleiten kann, ist die Grösse des $\measuredangle \beta$, welchen die Resultierende aller Kräfte mit dem Lote zur wagerechten Sohlenfuge einschliesst, zu ermitteln $\text{tg}\, \beta = \frac{\Sigma W}{\Sigma P}$. Zu der oben ermittelten Summe P kommt noch das Gewicht des Mauerwerks

$$M = 5{,}013 \,.\, 5{,}0 \,.\, 2{,}5 \,.\, 2000 = 125\,325 \text{ kg}$$

$$\text{tg}\,\beta \text{ also} = \frac{42\,694}{376\,035} \cong 0{,}118, \text{ also } \beta = 6^{\circ}\,27'.$$

$\sphericalangle \beta$ ist also erheblich kleiner als der Reibungswinkel zwischen Mauerwerk und Erde (20° bei doppelter Sicherheit S. 662), sodass Gleiten nicht eintreten könnte, auch wenn man sich das Mauerwerk nicht wie in Abb. 312 fest eingespannt, sondern auf der Sohlenfuge an sich verschiebbar dächte. Aus der Betrachtung der Grössenverhältnisse und der Richtung der wagerechten Kräfte und ihrer Hebelarme um die Kanten J_1 und G_1 im Vergleich zu den lotrechten Kräften und deren Hebelarme ergibt sich ohne weiteres, dass in dem vorliegenden Beispiel ein Kanten nicht eintreten kann, sodass die Rechnung überflüssig ist.

Damit ist die Untersuchung des Verankerungsmauerwerkes abgeschlossen. Das tatsächlich beim Kubelwerk ausgeführte Verankerungsmauerwerk ist erheblich grösser als das oben rechnerisch als notwendig ermittelte. Die grosse verwendete Mauermasse wird auch dadurch nicht erklärlich, dass tatsächlich die Brücke auf dem Fundamentklotz mit aufruht, auch nicht durch den Umstand, dass sich, entgegen der gemachten Annahme, dicht unterhalb des Knickpunktes eine Dilatationsvorrichtung befindet, sodass tatsächlich $A'' = 0$, also $A = A' = 58\,474$ kg anstatt $+ 26\,918$ kg, und ΣA anstatt $= - 53\,891$ kg zu $- 22\,335$ kg, also ΣW anstatt $= - 42\,694$ kg zu $- 17\,801$ kg wurden. Bei ausgeführten Anlagen findet man vielfach ganz gewaltige Mauermassen aufgewendet[36]), was zum Teil wohl daraufzurückzuführen ist, dass bis jetzt in der Literatur Angaben über die Berechnungsweise derartiger Mauerkörper noch fehlten.



Nach den bisherigen Berechnungen würden einspringende Knicke (Abb. 312) stets einen Druck auf ihre Unterlage ausüben. Es kann jedoch auch bei ihnen eine Vorkehrung gegen das Abheben, also eine Verankerung oder Übermauerung notwendig sein, wie nachstehende Betrachtung zeigt[37]).

Vorausgeschickt werde, dass ein an beiden Enden geschlossener mit (als gewichtslos betrachtbarer) Pressluft gefüllter, beliebig gebogener Strang von kreisrundem Querschnitt (Abb. 313) nicht das Bestreben hat, seine Krümmung zu ändern, weil für jeden Rohrquerschnitt die Resultierende aller auf einer Seite des Schnittes angreifenden Aussenkräfte durch den Querschnittsmittelpunkt geht, also kein Biegungsmoment erzeugt. Selbst wenn man den Strang mit Wasser statt mit Luft füllen würde, träte, falls er in einer wagerechten Ebene liegt, noch keine Verbiegung ein. Die Sachlage wird aber eine andere, sobald in einer lotrechten Ebene liegende Bögen oder Kniee vorhanden sind. Ist ein solches Knie eingemauert und desgleichen eine zweite höher gelegene Stelle im Abstand l,

[36]) An dem untersten Verankerungspunkt der Druckleitung der neuen Anlage Brusio (S. 919, wo allerdings 6 Rohre von ca. 755 mm Dm. nebeneinander liegen, der Wasserdruck etwa 425 m beträgt und der Knickpunkt einen ausspringenden $\sphericalangle\, (\alpha_1 - \alpha)$ hat, wurden 1200 cbm Beton und viel Verankerungseisen verwendet.

[37]) Die nachstehenden Ausführungen bis zum Schlusse des Abschnittes 5 hat Herr Professor Philipp Forchheimer dem Verfasser zur Veröffentlichung in diesem Bande freundlichst zur Verfügung gestellt.

bezeichnet ferner α den Neigungswinkel des Stranges und p das Gewicht seiner Längeneinheit nach der Füllung, also p cos α die Belastung senkrecht zum Strang, so beschreibt letzterer nach der üblichen Bezeichnungsweise die elastische Linie (Abb. 314)

$$y = \frac{p l^4 \cos \alpha}{24 E J}\left(\frac{x^2}{l^2} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4}\right),$$

welche Linie Wendepunkte an den Stellen $x = \left(\frac{1}{2} \pm \sqrt{\frac{1}{12}}\right) l$ besitzt und in der Mitte

$$\text{den Pfeil } f = \frac{p l^4 \cos \alpha}{384 E J} \tag{109}$$

aufweist. Die Durchbiegung muss mit einer Verlängerung verbunden sein, welche man genügend genau nach der Formel

$$\text{Verlängerung} = \frac{8 f^2}{3 l} = \frac{p^2 l^7 \cos^2 \alpha}{55\,300 E^2 J^2} \tag{110}$$

berechnen kann. Eine Zerlegung der Kurve in drei an den Wendepunkten aneinander stossende Bögen und Berechnung der einzelnen Bogenlängen führt auf nahezu gleichen Zahlenwert. Die Dehnung muss Zugkräfte in der Rohrrichtung hervorrufen. Hat die Zugkraft am unteren Ende die Grösse S, so wirkt, wenn man um klareren Einblick in das Kräftespiel zu erlangen, das Wasser durch einen reibenden Stoff ersetzt, an der Stelle x eine Zugkraft $S + p x \sin \alpha$, welche sich über den Querschnitt der Rohrwand — er messe F — verteilt. Die Züge rufen zusammen eine Dehnung

$$\frac{1}{EF}\int_0^l [S + p x \sin \alpha]\, dx = \frac{S l + \frac{1}{2} p l^2 \sin \alpha}{E F} \tag{111}$$

hervor. Die Gleichsetzung der Ausdrücke (110) und (111) liefert

$$S = \frac{p^2 l^6 F \cos^2 \alpha}{55\,300 E J^2} - \frac{p l \sin \alpha}{2}. \tag{112}$$

Nun beträgt der lotrechte Zug aufwärts, welchen die Verankerung auszuhalten hat (falls überhaupt ein Zug und nicht ein Druck auftritt)

$$S \sin \alpha - \frac{1}{2} p l \cos^2 \alpha$$

und der wagerechte Schub, dem der Mauerpfeiler widerstehen muss

$$S \cos \alpha + \frac{1}{2} p l \sin \alpha \cos \alpha.$$

Aus (112) geht daher hervor, dass für ein Rohr vom Durchmesser 2 r und der Wandstärke δ (also für $J = \pi r^3 \delta$, $F = 2 \pi r \delta$) bei Bezeichnung des Eigengewichtes des Rohrinhaltes mit γ (also für $p = \pi \gamma r^2$)

$$\text{der lotrechte Ankerzug} = \frac{p^2 l^6 F \cos^2 \alpha \sin \alpha}{55\,300 E J^2} - \frac{p l}{2} = \frac{\gamma^2 l^6 \cos^3 \alpha \sin \alpha}{8800 E r \delta} - \frac{\pi \gamma r^2 l}{2} \tag{113}$$

$$\text{der wagerechte Schub} = \frac{p^2 l^6 F \cos^3 \alpha}{55\,300 E J^2} = \frac{\gamma^2 l^6 \cos^3 \alpha}{8800 E r \delta}$$

beträgt. Für Wasser fällt in (112) das zweite Glied weg und wird (113) zu:

$$\text{Lotrechter Ankerzug} = \frac{\gamma^2 l^6 \cos^3 a \sin \alpha}{8800 E r \delta} - \frac{\pi \gamma r^2 l \cos^2 \alpha}{2} \tag{114}$$

Befindet sich auf dem Pfeiler ein Knick, stossen hier also zwei Strecken verschiedener Neigung, α und α_1, und gleicher oder abweichender Längen l und l_1 zusammen, so kann nur die obere Strecke einen Aufwärtszug ausüben, während die vom Knie aus fallende Rohrfahrt unter allen Umständen drückt. Das Ergebnis ist gemäss (113) ein lotrechter aufwärts gerichteter Zug (oder wenn negativ, ein abwärts wirkender Druck)

$$= \frac{\gamma^2 . (l^6 \cos^2\alpha \sin\alpha - l_1{}^6 \cos^2\alpha_1 \sin\alpha_1)}{8800 \, E r \delta} - \frac{\pi\gamma r^2}{2} (l \cos^2\alpha + l_1 . \cos^2\alpha_1). \qquad (115)$$

Es kann also nach (115) die Anbringung eines Ankers nötig sein, wie eingangs behauptet wurde; doch tritt dieser Fall nur selten ein.

6. Die Vorrichtung zum Abschluss zur Entleerung, Entlüftung und zur Unterhaltung der Druckleitungen. Über die für den gewöhnlichen Betrieb gebräuchlichsten Abschlüsse in den Druckkammern ist bereits im § 2, S. 829 berichtet, und es sind an diesem Ort auch einige selbstwirkende Verschlüsse erwähnt, welche im Falle eines Rohrbruches in Wirksamkeit treten sollen. Derartige selbstwirkende Rohrverschlüsse werden nur bei höheren Drücken (mehr als 80 m) und grösseren Leitungslängen in Frage kommen.

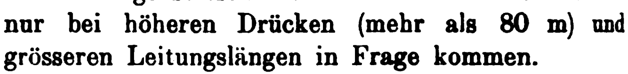


Abb. 315. Schieber mit elliptischer Grundrissform (Wiener Wasserleitung).

Ergänzend sei hier noch auf eine Einrichtung verwiesen, welche bei der bereits S. 919 erwähnten, rd. 640,0 m langen Hochdruckleitung des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes Luzern-Engelberg bei Obermat verwendet wurde. Der Verschluss wird hier durch ein Tellerventil bewirkt, das durch ein Hebelwerk mit Gegengewicht offen gehalten wird. Das Gegengewicht ist verschiebbar und lässt sich auf eine bestimmte Wassergeschwindigkeit einstellen, bei deren Überschreitung das Ventil sich selbsttätig schliesst. Um den Stoss beim Schliessen abzubremsen ist die Spindel des Ventils mit einem Presswasserkolben verbunden, der ständig unter Druck steht und so auch das Ventil entlastet[38]).

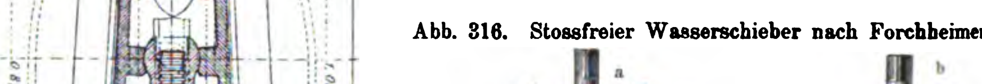
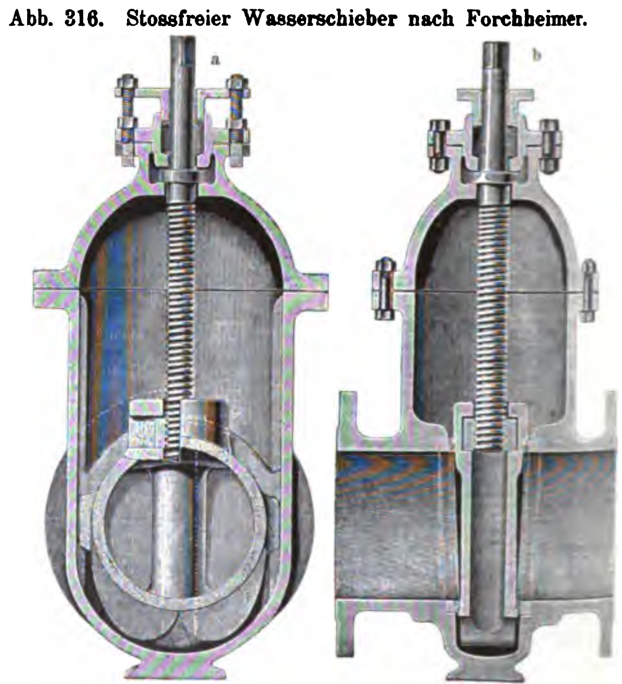


Abb. 316. Stossfreier Wasserschieber nach Forchheimer.



Die normalen Betriebsverschlüsse von Druckleitungen bestehen bei lichtem Dm. bis zu 1,20 m meist aus gusseisernen Rohrschiebern (vergl. Abb. 315). Der kreisrunde, gusseiserne Schieberkeil hat $^1/_5$ bis $^1/_6$ Anzug. Die Dichtungsringe, die Spindel und Spindelmutter bestehen aus Rotguss. Zweckmässig ist eine elliptische Grundrissform des Gehäuses.

[38]) Die Konstruktion, welche der bei der Anlage Vouvry-Lac Tanay angewendeten ähnlich ist, stammt von den L. v. Rollschen Eisenwerken (vergl. Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1906. S. 152C woselbst eine Abb. des Ventils gegeben ist, und Schweiz. Bauz. 21. Juli 1906).

Abb. 316 a und b stellen den stossfreien Wasserschieber Bauart Forchheimer dar. Die Schieberplatte ist beiderseitig flügelartig nach unten verlängert, sodass die dazwischen spitz verlaufende Durchgangsöffnung den Abschluss verlangsamt [39]).

Statt der Schieber werden vielfach auch Drosselklappen verwendet und sie bilden für grössere Dm. als 1,20 m die Regel. Unter anderen aus Taf. LXV, Fig. 1, 2 und 3, Taf. LXXII, Fig. 3 und 4, Taf. LXXV, Fig. 6 und 8 geht die Konstruktion derartiger Verschlüsse hervor. Bei hohen Wasserdrücken und grösseren Dm. wird man regelmässig an den Schiebern oder Drosselklappen Umlaufrohre anbringen, welche mit Hahn- oder Schieberverschlüssen versehen sind, und durch welche beim Öffnen und Schliessen des Schiebers ein Ausgleich der Drücke auf beiden Seiten herbeigeführt wird.

Jedes Hauptdruckrohr muss für sich am unteren Ende abschliessbar sein und entleert werden können, ebenso jeder Turbinenabzweig, sei es durch die Turbine selbst, sei es durch einen besonderen Entleerungsschieber.

Weist das Längsprofil der Druckleitung Scheitelpunkte auf, an welchen sich Luft ansammeln kann, so muss an ihnen je ein Entlüftungsrohr angelegt werden, welches selbsttätig wirkend eingerichtet oder so gebaut sein kann, dass es von Zeit zu Zeit von Hand geöffnet wird.

Um das Innere des Druckrohres reinigen und nötigenfalls während einer betriebsschwachen Periode (sofern mehrere Druckrohre vorhanden sind) mit neuem Anstrich versehen zu können, ist es zweckmässig, einige Mannlöcher auf der Druckleitung anzuordnen, wie es z. B. bei der Anlage Novalesa-Cenischia S. 376 und bei der Anlage Champ (Fure et Morge) S. 538 geschehen ist.

Die Entfernung solcher Mannlöcher voneinander wird sich nach der Gesamtlänge der Leitung und dem Dm. zu richten haben.

Bei letztgenannter Anlage befinden sich auf der 2500 m langen Strecke des genieteten Siemens-Martin-Stahlrohres drei Mannlöcher und zwar das eine am Krafthause, das zweite 1000,0 m aufwärts und das dritte an der Stelle, wo das Stahlrohr mit dem armierten Betonrohr verbunden ist. Die rechteckigen Rahmen der mit einem gusseisernen Deckel versehenen Mannlöcher haben eine lichte Öffnung von 35/45 cm Seitenlänge.

7. Die Einmündung der Druckrohre in die Turbinen. Die Druckleitung wird in das Krafthaus entweder oberhalb oder unterhalb des Maschinenflures eingeführt. Einen Grenzfall der ersteren Art zeigt das S. 604 ad 15 genannte Wasserkraft-Elektrizitätswerk Toulouse, wo das Druckrohr über dem First des Daches liegt und die Turbinenrohre für die Spiralgehäuseturbinen von je 417 PS_e beiderseitig mit einem Krümmer abzweigen und dann lotrecht durch die Dachfläche zu den Turbinen herabgeführt werden.

Eine mittlere Lage weist die Einmündung der Druckrohre bei den Anlagen Vizzola (Taf. II, Fig. 2 und Abb. 47, S. 350) und bei der Anlage Avignonnet (Abb. 108, S. 505) auf. In beiden Fällen handelt es sich um voll beaufschlagte Gehäuseturbinen. Jede Turbine (bei Vizzola 2000 PS_e, bei Avignonnet 2700 PS_e) hat hierbei ihr eigenes Druckrohr. Diese Art der Einführung ist zur Nachahmung sehr zu empfehlen, wenn die Örtlichkeit ähnlich wie bei den genannten Anlagen liegt. Das Wasser macht den kürzesten Weg, und so entstehen die kleinsten Gefällverluste. Soll die Turbine wegen Reparaturen auseinandergenommen werden, so muss allerdings auch der grosse Einmündungskrümmer über der Turbine beseitigt werden, was aber mit Hilfe des Laufkrans schnell und leicht geschehen kann (Abb. 49, S. 351, welche umstehend wiederholt ist).

Bei Freistrahlturbinen (Peltonräder und Schwamkrugturbinen mit wagerechter Achse) liegt das Hauptdruckrohr meistens in Höhe der Turbinenachse über dem

[39]) Derartige Schieber werden von H. Breuer & Co. in Höchst a. M. angefertigt.

Maschinenflur und die Abzweigrohre münden geradlinig in der Richtung des wagerechten Dm. der Druckrohrleitung aus. Beispiele hierfür bieten die Anlagen Kubelwerk (Taf. XXI, Fig. 3—5) und La Dernier-Vallorbe (Taf. XXXI, Fig. 2—4).

Bei der Anlage Vouvry-Lac Tanay, welche gleichfalls Hochdruck-Freistrahlturbinen hat, liegen die Druckleitungen unter dem Maschinenflur und die Turbinenabzweigrohre zweigen lotrecht aus dem Scheitel der Druckleitung ab (Taf. LXXVI, Fig. 8). Die Einführung der Abzweigrohre in die Turbinen erfolgt bei den zuletzt erwähnten drei Anlagen mittelst Krümmerstücke von 90° Krümmung. Man zieht diese Art der Einmündung der geradlinigen im allgemeinen vor, weil sich

Ansicht des Maschinensaales des Krafthauses Vizzola während der Montage.



solche Krümmerstücke leichter montieren und bei Reparaturen leichter herausnehmen lassen, als Stücke, welche zwischen der Druckleitung einerseits und der Turbine andererseits unelastisch eingekeilt sind.

Geradlinige Turbinenleitungen ohne Krümmer ausserhalb der Turbine bei Lage der Hauptdruckrohrleitung über dem Flur in Höhe von etwa der Turbinenachse zeigen die Anlage Novalesa a. d. Cenischia (Taf. XII u. S. 973) und diejenige der Walliser Industrie-Gesellschaft in Vernayaz (Taf. LXXV, Fig. 1—3). In den beiden letztgenannten Fällen handelt es sich um eine Art von Schwamkrugturbinen, bei denen die Stirnwände des Turbinengehäuses aus dünnen und elastischen Blechen bestehen, sodass hier das Einsetzen und Herausnehmen geradliniger Stücke keine Schwierigkeiten bietet.

Bei Francis- und Girardturbinen mit liegenden Wellen findet man die Lage der Druckrohre unter dem Maschinenflur häufiger als diejenige über demselben. Der Grund dafür mag darin gefunden werden, dass sich zwischen den Fundamentmauern des Krafthauses der für die Hauptdruckrohre erforderliche Raum so zu sagen von selber ergibt und dass man es vorgezogen hat, den Maschinenraum von Rohrleitungen möglichst frei zu halten.

Beispiele hierfür bieten folgende Anlagen: 1. Morbegno (Taf. XVII, Fig. 7 und S. 392, sowie Taf. LXX, Fig. 3)[40]), 2. Funghera (Taf. X, Fig. 11 und 12), 3. Ceres Ala (Taf. XI, Fig. 6—7), 4. Bergamasca (Taf. IX, Fig. 6—7), 5. La Goule (Taf. XVIII, Fig. 6—13), 6. Les Clées-Yverdon (Taf. XIX, Fig. 4), 7. Kanderwerk (Taf. XXVI, Fig. 5—8), 8. St. Maurice-Lausanne (Taf. XXIX, Fig. 10—12), 9. Jajce (Taf. XXXVI, Fig. 1—4), 10. Champ (Fure et Morge) (Taf. XLIII, Fig. 2), 11. Urft-Talsperre (Taf. XLVIII, Fig. 8 und 9), 12. Ontario Power-Co. (Taf. XLIV, Fig. 5 und Taf. LXXIV, Fig. 1—3), 13. Niagara Falls Hydraulic Power and Manufacturing-Co. Taf. XLIV, Fig. 3), 14. Paderno a. d. Adda (Taf. LXIX, Fig. 5—8).

Bei der Anlage Champ (Abb. 123, S. 539), ebenso wie bei der Anlage Kanderwerk (Taf. XXVI, Fig. 5) liegen die Hauptdruckleitungen ausserhalb des Krafthauses auf Pfeilern, welche die Verlängerung der unter die Druckrohre hindurchführenden Turbinenkanäle bilden. Bei der Anlage Champ liegt das Druckrohr offen, bei der Anlage Kanderwerk sind die beiden Druckrohre nachträglich mit Schutzwänden und Dach in Holz überdeckt.

Da bei stehenden Turbinen das Gehäuse stets unter dem Maschinenflur liegt, so hat naturgemäss auch die Hauptdruckleitung ihren Platz unter dem Maschinenflur.

Beispiele hierfür bieten die Anlagen Hafslund (Taf. XXXIII, Fig. 6), Kykkelsrud (Taf. XXXIV, Fig. 7 und 8) und die Anlage Montbovon (Schweiz) (Taf. LXXV, Fig. 5).

Die Abzweigung der Turbinenrohre vom Hauptrohre erfolgt meistens durch geradlinige, rechtwinklige Stutzen. Spitzwinklige Abzweige, wie bei der Anlage Jajce, sind zwar für Wasserführung etwas besser, weil sie etwas kleinere Druckverluste ergeben, die Ausführung ist aber schwieriger und teurer. Überdies sind bei guter Abrundung die Druckverluste auch bei rechtwinkligem Abzweige (vergl. die Angaben S. 887/888) nicht so erheblich, dass sie ins Gewicht fallen.

Sollen nur zwei Turbinen von einem Druckrohr gespeist werden, so führt man in der Regel das Hauptrohr mittelst eines Hosenrohrs in die zwei Abzweige mit möglichst sanfter Krümmung über, wie bei der Anlage Morbegno (Taf. LXX, Fig. 2), Sollen mehrere Turbinen von einem Druckrohre gespeist werden, so legt man entweder wie beim Kubelwerk (Taf. XXI, Fig. 3) ein Verteilungsrohr ⊥-förmig rechtwinklig zur Hauptleitung und parallel zum Krafthaus, oder man legt die Hauptleitung selbst parallel zur Krafthauswand, indem man sie nötigenfalls durch Krümmer in diese Richtung überführt, wie z. B. bei der Anlage Ceres Ala (Taf. XI, Fig. 6).

Sind mehrere Druckleitungen vorhanden und sollen dieselben eine grössere Anzahl von Turbinen speisen, so wird man im Interesse der Betriebssicherheit die Forderung stellen, dass jede Turbine von jeder Hauptleitung gespeist werden kann. Zu diesem Zwecke kann man entweder wie bei der Anlage Funghera (wo zwei Hauptrohre vorhanden sind) die Druckleitungen in ein grösseres Verteilungsrohr münden lassen (Taf. X, Fig. 11), aus dem dann die Turbinenrohre abzweigen, oder man verbindet die Hauptdruckleitungen am Maschinenhause durch Krümmer wie bei der Anlage Kanderwerk (Taf. XXVI, Fig. 5) und sorgt durch den Einbau von Drosselklappen an entsprechenden Stellen dafür, dass im Falle der Ausserbetriebsetzung einer Druckleitung jede Turbine von der im Betriebe befindlichen Leitung aus dennoch gespeist werden kann.

Literaturangaben zu Kap. III, § 4, Druckrohre.

C. Bach, Die Maschinenelemente. 9. Aufl. 1903.
— Elastizität und Festigkeit. Berlin 1889—1890.
— Versuche mit Flanschenverbindungen. Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1899. S. 321 u. ff.

[40]) Bei der Anlage Morbegno wurde die Lage der Druckrohre unter dem Maschinenflur schon dadurch bedingt, dass die zwei Druckleitungen unter einer am Krafthause entlangführenden Strasse hindurchgeführt werden mussten.

Launhardt, Über die Beanspruchung von Wasserleitungsrohren. Zeitschr. d. Arch.- und Ing.-Ver. zu Hannover. 1873. S. 189.

Scheffler, Die Elastizitätsverhältnisse der Röhren und Bestimmung der Wanddicke derselben. Organ für Eisenbahnwesen. 1859, als Separatabdruck erschienen Wiesbaden 1859.

Grashof, Festigkeitslehre. 2. Aufl. Berlin 1878.

Philipp Forchheimer, Berechnung des zulässigen Aussendruckes bei Ringen und Röhren. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899. Nr. 29.

— Zur Festigkeit weiter Rohre. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904. Nr. 9 u. 10.

— Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1893. S. 216.

Toukowski, Über den hydraulischen Stoss in den Wasserleitungsrohren. St. Petersburg 1900. Voss Sortiment Leipzig.

Föppl, Technische Mechanik. 3. Band. Festigkeitslehre. 2. Aufl. S. 315.

A. Frühling, Ausführung der Rohrleitungen u. Wasserversorgung d. Gebäude. Handb. d. Ing.-Wissensch. III. Teil. Der Wasserbau. 3. Bd. 1904.

— Handb. d. Ing.-Wissensch. III. Teil. Der Wasserbau. 4. Band. 1908.

E. Sonne, Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen. Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1907. S. 1615 u. ff.

Über die Verbindung eiserner Rohre. Wochenschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1879. S. 226.

Reuleaux, Der Konstrukteur. 4. Aufl. Braunschw. 1882—89.

v. Roessler, Über Flanschdichtungen. Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1903. S. 588.

M. Westphal, Berechnung der Festigkeit loser und fester Flanschen. Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1897. S. 1036.

Weber, Über die Einwirkung der Bodenbeschaffenheit auf gusseiserne Rohre. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1893. S. 552.

E. Petit, Einwirkung der Kohlensäure des Wassers auf Eisen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1897. S. 206.

Ehlert, Kohlensäure im Grundwasser als Ursache der Zerstörung von Wasserleitungsanlagen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 102.

Asphaltanstrich auf Rohren. Gesundh.-Ing. 1900. S. 346.

Biegsame Rohrleitung im Flusse Schuilkyll. Ann. des ponts et chaussées. 1872. 2. Sem. Pl. 23.

Malézieux, Rapport sur les États Unis (Aquadukt Wissahikon). Paris 1873.

Siphon métallique de St. Paul (Theorie und Konstruktion). Ann. des ponts et chaussées. 1877. I. Sem. S. 370.

Gruner und Thiem, Legung eines Rohrstranges unter der Donau für das Wasserwerk Regensburg. Zivilingenieur. 1878. S. 65.

Gruner, Taucherarbeiten bei Herstellung grösserer Leitungen unter Wasser. Zivilingenieur. 1880. S. 1. — Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1880. S. 19.

Verlegung von Dückerleitungen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1892. S. 314.

W. C. Brough, Submerged cast-iron pipe intake for the water-works of Erie P. A. Eng. news. 1895. Bd. 34. S. 373.

Dumas, Prise d'eau pour l'alimentation de la ville de Milwaukee. Le Génie civil. 1895/96. Bd. 28. S. 118.

C. Merkel, Die Versenkung der Dückerrohre durch den Niederhafen und die Mündungsanlage der neuen Stammsiele in Hamburg. Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1906. S. 41, 81, 163 und 202.

Th. Koehn, Die Kanalisation von Charlottenburg. Berlin und seine Bauten. 1886.

A. Budau, Druckschwankungen in Turbinenzuleitungsrohren. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1905. Nr. 29—31.

Imbeaux, L'alimentation en eau et l'assainissement des villes à l'exposition universelle à Paris 1900. Bd. I. S. 250.

Heinrich Homberger, St. Francisco. Wasserkraftanlagen in Ostindien. Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen. 1906. S. 124.

Ch. Lépine, Les Installations Hydro-Électriques de la Société de Fure et Morge. Paris 1908.

Comte de Sparre, Des effets de résonance qui peuvent se produire pour les hautes chutes dans les coups de bélier. La Houille Blanche. Revue Génerale des forces hydroélectriques et de leurs applications. Grenoble 1907. S. 203 u. ff.

§ 5. Die Turbinen. Hierzu Taf. LXI bis LXXVI.

Bearbeitet von N. Baashuus, Ingenieur.

1. Einleitung. Eine Wassermenge von q kg Gewicht, welche sich im Oberwassergraben einer Turbinenanlage befindet, besitzt in bezug auf den um H m tieferliegenden Unterwassergraben eine potentielle Energie von q . H mkg, die eine Turbine mit möglichst wenigen Verlusten in die drehende Bewegung einer Welle, überzuführen hat. Fliesst dem Oberwasser ununterbrochen ebensoviel Wasser zu, wie durch die Turbine und den Unterwasserkanal abfliesst, und beträgt diese Wassermenge Q cbm/sek., so ist bei einem Nettogefälle von H m die von der Turbinenwelle erzeugte Arbeit,

$$A = e \,.\, 1000 \,.\, Q \,.\, H \text{ mkg/sek. oder in Pferdestärken gemessen: } N = e\,\frac{1000 \,.\, Q \,.\, H}{75} \qquad (1)$$

wo 1000 das Gewicht in kg von 1 cbm Wasser und e der Nutzeffekt oder Wirkungsgrad der Turbine ist. Ein Mittelwert für e ist 0,75, für welchen Gleichung 1 übergeht in die einfache Form: $N = 10 \,.\, Q \,.\, H.$ (2)

Der Nutzeffekt wird auch in % angegeben (z. B. 100 . 0,75 = 75 %).

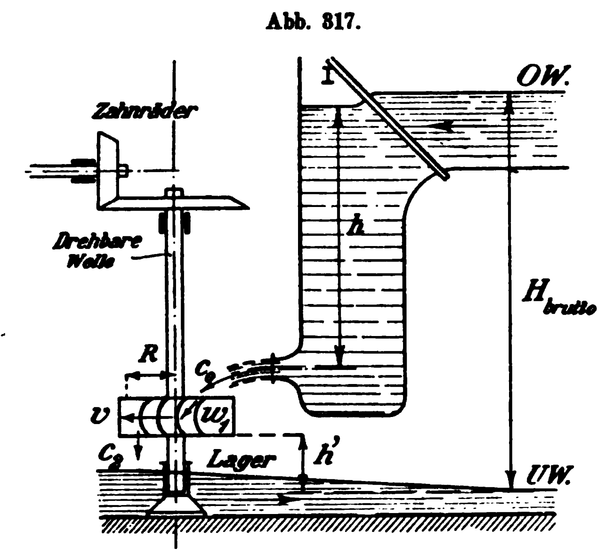
In der Turbine wird die eingangs erwähnte potentielle Energie des Wassers in kinetische Energie umgesetzt. Die Geschwindigkeit, mit der das Wasser aus der Öffnung eines mit Wasser gefüllten, weiten Gefässes ausströmt (Abb. 317), ist bekanntlich von dem Druckunterschied vor und hinter der Öffnung abhängig. Ist das Gefäss oben offen, strömt das Wasser in die freie Luft aus, und beträgt der Höhenunterschied zwischen Wasserspiegel und Ausflussöffnung h m, so ist die Austrittsgeschwindigkeit theoretisch $c_0 = \sqrt{2gh}$. Wenn Q cbm/sek. ausströmen, so beträgt die kinetische Energie des ausströmenden Wassers nach der Mechanik: $\frac{1}{2} \cdot \frac{Q}{g}\, 1000 \,.\, c_0^2$ mkg pro Sekunde. Setzt man hierin den obigen Wert von c_0 ein, so sieht man, dass diese kinetische Energie gleich 1000 . Q . h, was die potentielle Energie von Q cbm/sek. in bezug auf den Höhenunterschied von h m ist.

Lässt man das ausströmende Wasser auf irgend einen Körper stossen, so übt der Wasserstrom auf denselben einen Druck aus. Um den Körper an seinem Ort festzuhalten, müsste man eine Kraft P, in kg messbar, aufwenden. Wenn sich der Körper in der Richtung des Wassers fortbewegt, wird die Kraft kleiner, bis sie schliesslich gleich Null wird, wenn sich Wasser und Körper mit derselben Geschwindigkeit fortbewegen. Ist nun der vom Wasser getroffene Körper an einer drehbaren Welle befestigt (Abb. 317), so dreht sich dieselbe unter dem Einfluss der an einem Hebelarm R m wirkenden Kraft P Macht die Welle n Uml./Min., so bewegt sich der vom Wasser getroffene Punkt mit einer

Geschwindigkeit von $v = \frac{2\pi R . n}{60}$ m/sek. Die hierbei geleistete Arbeit beträgt bekanntlich $P . v$ mkg/sek. $= \frac{P . v}{75}$ PS_e, welche mittelst Zahnräder, Riemen usw. zum Antreiben von Arbeitsmaschinen oder mittelst angekuppelter Dynamomaschinen zur Erzeugung elektrischen Stromes angewendet werden kann. Da eine Energieumwandlung stets mit Verlusten verknüpft ist, so ist diese Arbeit kleiner als das dem Wasser innewohnende Arbeitsvermögen und zwar im Verhältnis des Wirkungsgrades.

An der in Abb. 317 gezeigten schematischen Turbine sei nun auch das Wesen des Wirkungsgrades kurz erläutert. Es muss dem Wasser eine bestimmte Richtung gegeben werden, damit es in der günstigsten Weise seine Energie abgeben kann. Zu dem Zweck wird es durch einen Leitapparat geführt, der in Abb. 317 als eine kurze konische Düse angedeutet ist. Wäre diese Düse lang, krumm oder von rauher, innerer Oberfläche, so würde sie dem durchströmenden Wasser einen grossen Widerstand entgegensetzen. Zur Überwindung desselben muss ein Teil der zur Verfügung stehenden Höhe h aufgewendet werden, welcher deshalb an der Erzeugung der nutzbringenden Geschwindigkeit c_0 nicht mehr teilnehmen kann. Dieser durch Reibung verloren gehende Teil von h sei mit $\tau . h$ bezeichnet. Es bleibt dann zur Geschwindigkeitserzeugung nur $h - \tau h$ übrig, weshalb die Geschwindigkeit c_0 nicht mehr gleich $\sqrt{2 g h}$, sondern gleich $\sqrt{2 g (h - \tau h)} = \sqrt{(1 - \tau) . 2 g h}$, also kleiner ist. Die kinetische Energie von Q

Abb. 317.



cbm/sek. beträgt somit $\frac{1}{2} . \frac{Q . 1000}{g} c_0^2 = (1 - \tau) . Q . h . 1000$ gegenüber $Q . h . 1000$ bei widerstandslos gedachtem Leitapparat. Der Wirkungsgrad von dem Leitapparat allein wäre demnach gleich $\frac{1 - \tau}{1}$.

Von dem Leitapparat gelangt das Wasser in das Laufrad. Dieses ist mit einer Reihe von gekrümmten Schaufeln versehen, an welchen das Wasser während der Drehung des Rades entlang fliesst (vergl. Abb. 317). Bei zweckentsprechender Gestaltung dieser Schaufeln wird dem Wasser sein Arbeitsvermögen in möglichst vollkommener Weise entzogen.

Durch die zwischen Wasser und Schaufeln wiederum auftretenden Reibungsverluste wird die Wassergeschwindigkeit in den Schaufeln verringert, und dieses bedeutet einen weiteren Verlust an Energie, der ebenfalls als ein Verlust an dem gesamten vorhandenen Gefälle aufgefasst und ausgedrückt werden kann.

Beim Laufrad kommt aber noch ein weiterer, wesentlicher Verlust, der Abflussverlust vor. Da die Abmessungen des Laufrades immer von endlicher Grösse sind, so muss das Wasser das Laufrad stets mit einer nicht zu vernachlässigenden Geschwindigkeit c_2 verlassen. Diese können wir uns als durch die sogenannte Geschwindigkeitshöhe

$\frac{c_2^2}{2g}$ hervorgebracht denken, welcher Bruchteil von dem gesamten Gefälle H für die Kraftgewinnung ebenfalls verloren geht.

Ist ferner die Unterkante des Laufrades wie in Abb. 317 gezeigt, um eine gewisse Höhe h′ über dem Unterwasserspiegel aufgestellt, so geht auch dieser Teil von dem Nettogefälle H (s. Abschn. 11, S. 977) für die Kraftgewinnung verloren.

Da die vorgenannten Verluste rechnerisch alle als Verlust an Gefälle ausgedrückt werden können, so lassen sie sich auf H beziehen, und deren Summe möge mit $\Sigma\tau . H$ bezeichnet werden; der hydraulische Wirkungsgrad wäre dann $\frac{H - \Sigma\tau H}{H}$ Sollte nun aber ein Teil der auszunützenden Wassermenge gar nicht an das Laufrad gelangen, sondern etwa durch unzweckmässige Konstruktion an demselben vorbeispritzen, so wird dieser Teil, q, keine Kraft abgeben, und der hydraulische Wirkungsgrad würde dann sein $\varepsilon = \frac{H - \Sigma\tau H}{H} \cdot \frac{Q - q}{Q}$.

Von den verschiedenen Bestandteilen des hydraulischen Wirkungsgrades interessieren den Bauingenieur nur der Abflussverlust $\frac{c_2^2}{2g}$ und der durch Hochstellen der Turbine über dem Unterwasserspiegel entstehende Verlust h′; der erstere wird bei der Besprechung der Saugrohre für Francisturbinen, der letztere bei der Aufstellung der Freistrahlturbinen behandelt werden.

Ausser den eben behandelten hydraulischen Verlusten treten aber auch mechanische Verluste auf, denn die Welle muss in Lagern geführt werden, welche je nach Art und Ausführung etwas Kraft verzehren. Geht die Welle durch Gehäuse oder Saugrohre, so muss sie mit Stopfbüchsen abgedichtet werden, was ebenfalls mit Arbeitsverlusten verknüpft ist. Diese betragen zusammen rd. 1 bis 3 % der Turbinenleistung. Erst nach Berücksichtigung dieser mechanischen Verluste erhält man den Gesamtwirkungsgrad e, welcher bei Beurteilung von Turbinen in Betracht kommt und für die einzelnen Turbinensysteme später näher behandelt werden soll (s. Abschn. 3).

2. Turbinensysteme und Turbinencharakteristik. Je nach der Wirkungsweise des Wassers teilt man die Turbinen in zwei grosse Gruppen, in Aktions-, Freistrahl- oder Druckturbinen und in Reaktions-, Presstrahl- oder Überdruckturbinen ein.

Die den beiden Gruppen zugrundeliegenden theoretischen Grundsätze sind zwar ganz verschieden, aber nichtsdestoweniger ist das praktische Resultat in bezug auf die Güte ungefähr dasselbe. Darum wird nur auf die äusseren Eigenschaften und Anforderungen eingegangen, die für die Wahl massgebend und im wesentlichen die Folgenden sind:

Umdrehungszahl. Bei demselben Gefälle läuft die Turbine, die nach dem Drucksystem konstruiert ist, langsamer als eine gleich starke Turbine, die nach dem Überdrucksystem konstruiert ist. Bei hohen Gefällen ist deshalb die Druckturbine besonders am Platz, weil eine Überdruckturbine viel zu schnell laufen würde. Bei niedrigen Gefällen dagegen kommt nur die Überdruckturbine in Betracht, weil die Druckturbine für die meisten praktischen Verwendungen zu langsam laufen würde. Die Umfangsgeschwindigkeit (am Dm. des Laufradeintrittes gemessen) beträgt bei den Druckturbinen etwa 0,45 bis $0{,}48\sqrt{2gH}$, bei den Überdruckturbinen etwa 0,55 bis $0{,}85\sqrt{2gH}$ (H = Nettogefälle). Jede Turbine hat aber eine bestimmte, günstigste Umfangsgeschwindigkeit, und man sucht immer, die Turbine mit der dieser Geschwindigkeit entsprechenden Umdrehzahl laufen zu lassen. Über- oder Unterschreitungen machen sich bald durch Abnahme an Leistung und Wirkungsgrad bemerkbar.

Eintauchen in das Unterwasser. Die Druckturbine muss so aufgestellt und betrieben werden, dass das Unterwasser nicht bis an das Laufrad hinaufsteigen kann, d. h. sie muss um einen gewissen Betrag über dem höchsten Unterwasserspiegel aufgestellt werden (vergl. h', Abb. 317), welcher Teil des Gefälles für die Kraftgewinnung verloren geht. Bei hohen Gefällen, für welche die Druckturbinen heutzutage nur in Betracht kommen, spielt dieser Gefälleteil keine grosse Rolle, weil er doch meistens klein bleibt im Verhältnis zum ganzen Gefälle.

Die Überdruckturbinen dagegen können unbeschadet ihres Wirkungsgrades ganz in das Unterwasser eintauchen, welches den grossen Vorteil bietet, dass bei schwankenden Unterwasserständen immer das ganze, jeweilige Gefälle voll ausgenutzt werden kann.

Beide Turbinenarten können mit Saugrohr ausgerüstet werden (vergl. Abschnitt 5 und 7), wodurch die Ausnutzung schwankender Unterwasserspiegel in Verbindung mit der praktisch sehr wertvollen hochwasserfreien Aufstellung der Turbinen und der angetriebenen Maschinen erfolgen kann. Druckturbinen mit Saugrohr werden jedoch zurzeit wenig verwendet, während kaum eine einzige Überdruckturbine ohne Saugrohr ausgeführt wird.

Die wichtigsten heutzutage verwendeten Druckturbinen sind die Peltonturbinen auch Löffel- oder Becherturbinen genannt sowie die radial beaufschlagten Girardturbinen, auch Schwamkrugturbinen genannt. Die wichtigste Überdruckturbine ist die Francisturbine.

Je nach der Durchflussrichtung des Wassers durch das Laufrad teilt man beide vorgenannten Arten von Turbinen auch in Axial- und Radialturbinen ein. Bei den ersteren durchströmt das Wasser das Laufrad in einer Ebene parallel zur Turbinenachse (s. Abb. 336, S. 974), bei den letzteren in einer Ebene senkrecht zu derselben (die Francisturbine, Abb. 328, S. 963 und die radiale Girardturbine Taf. LXXV, Fig. 1 bis 3). Einige Turbinen weisen gleichzeitig beide Durchströmungsarten auf, z. B. die neueren Francisturbinen, bei welchen das Wasser in das Laufrad radial eintritt und aus demselben z. T. axial austritt, Abb. 326 und 327, S. 963. Dasselbe gilt auch für gewisse Löffelturbinen. Bei den Radialturbinen spricht man ausserdem von „innen beaufschlagten“ Turbinen (Schwamkrugturbinen Abb. 335, S. 973, und Taf. LXXV, Fig. 1 bis 3), wenn der Leitapparat, auch Leitrad genannt, von dem aussen liegenden Laufrad umschlossen wird, und von „aussen beaufschlagten“ Turbinen (Francisturbinen Abb. 324, S. 962 und Abb. 333, S. 971), wenn der Leitapparat das Laufrad umgibt oder aussen angebracht ist.

„Vollturbinen“ sind solche, bei denen der Wassereintritt am ganzen Umfang des Laufrades stattfindet (Francisturbinen Abb. 325, S. 962), „Partialturbinen“ solche, bei denen der Wassereintritt nur an einem Teil des Laufradumfanges stattfindet (Abb. 332 und 333, S. 971). Die Francisturbinen sind immer Vollturbinen, die Peltonturbinen sind immer Partialturbinen, und die Schwamkrug- oder radialen Girardturbinen können sowohl voll als partial beaufschlagt werden.

Je nachdem die Anordnung der Turbine so getroffen ist, dass die Welle der Turbine sich in vertikaler bezw. horizontaler Lage befindet, spricht man von Vertikal- bezw. Horizontalturbinen oder von stehenden bezw. liegenden Turbinen.

Es kommen auch die Benennungen Doppel(zwilling-)turbine und mehrfache Turbine vor. Darunter versteht man Turbinen, bei denen zwei oder mehr Leit- und Laufräder auf einer Welle sitzen. Turbinen mit nur einem Leit- und Laufrad werden im Gegensatz hierzu Einzelturbinen genannt.

Die vorgenannten Systeme und Anordnungen sind in der Ausführung miteinander kombiniert. Beispielsweise ist die Hagneckturbine (Taf. LXII, Fig. 1 bis 3) eine radiale, von aussen beaufschlagte Reaktions- oder Überdruckturbine (Francisturbine) mit Saugrohr. Sie ist ferner eine vertikale, vierfache Vollturbine.

Die verschiedenen Turbinen unterscheiden sich auch noch durch ihre Schluckfähigkeit. Bei gleichen äusseren Dimensionen und bei gleichem Gefälle schlucken die Francisturbinen das grössere Quantum Wasser, die Peltonturbinen dagegen ein viel kleineres Quantum. Eine Mittelstellung nehmen die radialen Girard- oder Schwamkrugturbinen ein. Aber auch innerhalb der verschiedenen Turbinensysteme ist die Schluckfähigkeit eine sehr verschiedene.

Die sogenannten „Schnellläufer" unter den Francisturbinen schlucken ein viel grösseres Quantum als die im Gegensatz hierzu genannten „Langsamläufer". Ähnliches gilt auch für die anderen Turbinensysteme. Da die geleistete Arbeit den Wassermengen proportional ist, so ergeben die verschiedenen Turbinensysteme unter den genannten Umständen also eine recht verschiedene Anzahl von Pferdestärken. Ebenso ergeben sie, wie bei Besprechung der Druck- und Überdruckturbinen erwähnt wurde, eine verschiedene Tourenzahl, indem die Francisturbine eine um mehr als 50% grössere Umfangeschwindigkeit (Umdreh- oder Tourenzahl) als die gleich starke Pelton- oder Schwamkrugturbine aufweisen kann. Durch Kombinationen der verschiedenen Schluckfähigkeiten und Umfangsgeschwindigkeiten entsteht eine sehr grosse Mannigfaltigkeit, welche der Turbinenbauer durch Koeffizienten der Schluckfähigkeit und der Umfangsgeschwindigkeit voneinander unterscheidet. Es lassen sich aber diese beiden Koeffizienten zu einem einzigen, der sogenannten Charakteristik vereinigen[1]), welche mit Vorteil auch von Bauingenieuren und Elektrotechnikern verwendet werden kann. Dieselbe lautet:

$$k_N = \frac{n}{H}\sqrt{\frac{N}{\sqrt{H}}}, \qquad (3)$$

und sie gibt, wenn für H, N und n das Nettogefälle in Meter, die Turbinenleistung in PS_e und die Umdrehungszahl pro Minute (Uml./Min.) eingesetzt werden, einen neuen Koeffizienten wieder, welcher leicht zum Charakterisieren der verschiedenen Turbinensysteme und der Verschiedenheiten innerhalb derselben dienen kann. Denn, wenn die so ausgerechnete Charakteristik einen Wert von etwa 350 bis 250 ergibt, so hat man es mit einer schnellaufenden Francisturbine von etwa 75 bis 79% Wirkungsgrad zu tun; wenn die Charakteristik einen Wert von etwa 225 bis 100 hat, so zeigt dieser Wert an, dass die betreffende Turbine eine normale Francisturbine mit etwa 80 bis 84% Wirkungsgrad ist. Ist die Charakteristik 75 bis 50, so ist die zugehörige Turbine ein Langsamläufer mit etwa 82 bis 80% Wirkungsgrad. Ebenso zeigt eine Charakteristik von 20 an, dass die Turbine eine Peltonturbine von etwa 75% Wirkungsgrad ist, während eine Charakteristik von 5 oder darunter einer Peltonturbine von etwa 81% Wirkungsgrad entspricht.

Die Schwamkrugturbinen haben eine Charakteristik von etwa 75 bei den vollbeaufschlagten bis herab auf 5 oder weniger bei den partial beaufschlagten Konstruktionen. Sie überspannt somit das ganze Gebiet der Peltonturbinen und einen Teil des Gebietes der Francisturbinen und füllt zugleich die Lücke zwischen diesen beiden Systemen aus. Ihr Wirkungsgrad beträgt etwa 75 bis 80%.

Es ist aus dem Vorstehenden ersichtlich, dass alle Turbinen untereinander durch die Charakteristik unterschieden werden können, und dass dieser Umstand dazu

---

[1]) Ableitung s. „Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing." 1905. Nr. 3. S. 92.

benutzt werden kann, dass man von der schnell zu ermittelnden Charakteristik einer Turbine, die man entwerfen will, auf das zu verwendende System und auf den zu erwartenden Nutzeffekt schliessen kann. Ist beispielsweise das Nettogefälle von H m und eine auszunutzende Wassermenge von Q cbm/sek. per Turbine gegeben, so rechnet man erst die Leistung aus. Diese ist rd. $N = 10 \cdot Q \cdot H$, in PS_e ausgedrückt. Mit der wählbaren oder aus irgend einem Grunde vorgeschriebenen Tourenzahl von n Uml./Min. rechnet man dann aus obiger Formel die Charakteristik aus, und die Grösse derselben gibt unmittelbar an, welches Turbinensystem für den vorliegenden Fall in Frage kommt. Näheres hierüber siehe nächsten Abschnitt.

3. Erster Entwurf von Turbinenanlagen[2]). Sehr häufig wird der Bau von Wasserkraftanlagen von Wasserbauingenieuren oder Elektrotechnikern eingeleitet und durchgeführt. Im folgenden sei deshalb auseinandergesetzt, wie der Wasserbauingenieur oder Elektrotechniker eine Menge Aufgaben aus dem Gebiete des Turbinenbaues selbständig mit einer Genauigkeit lösen kann, die für den vorläufigen Entwurf vollständig ausreichend ist.

Nachdem man sich über auszunutzende Wassermenge und Gefälle schlüssig geworden ist, treten als nächste Fragen diejenigen nach der zu wählenden Turbinenart, nach dem Wirkungsgrad und der Umdrehungszahl derselben, vor allem aber nach dem Platzbedarf der Turbinen bezw. des Maschinenhauses auf. Sind diese Fragen, die für wirtschaftliche Vorarbeiten und andere Ermittelungen ausreichend sind, annähernd richtig beantwortet, so bedarf man vorderhand der Hilfe des Turbineningenieurs nicht.

Die Gesamtleistung $N' = 10 \cdot Q \cdot H$ wird bei grösseren Anlagen, je nach dem Verwendungszweck, auf mehrere Einheiten zu je N PS_e verteilt. Die Wahl der Turbinenart hat unter Berücksichtigung von den örtlichen Verhältnissen und dem Gefälle, sowie von verlangter Leistung und Umdrehungszahl des Maschinensatzes zu erfolgen. Die Charakteristik leistet hierbei gute Dienste (vergl. Abschnitt 2). Da bei gegebenem Gefälle die Leistung und Umdrehungszahl für die Querschnittsverhältnisse der Turbine massgebend sind, und die Effektsverluste in der Turbine wiederum von denselben abhängen, so bildet die Charakteristik zugleich einen Anhaltspunkt zur Beurteilung des Wirkungsgrades der projektierten Turbinen.

In der nachstehenden Zahlentafel ist eine Reihe von Charakteristiken für Francisturbinen zusammengestellt, und unter jeder derselben ist der zugehörige Wirkungsgrad der Turbine angeführt. Die ersten Zahlen beziehen sich auf nur ein Leit- und Laufrad, die letzteren stellen Mittelwerte dar, die bei den günstigsten Einbauverhältnissen als erreichbar betrachtet werden können. Vielfach findet man in der Literatur Mitteilungen über Turbinen, bei welchen diese Angaben noch überschritten wurden. Die von den Turbinenlieferanten geleisteten Garantien in bezug auf den Wirkungsgrad werden aber selbstverständlich etwa 2 bis 4 % niedriger als die angegebenen Ziffern liegen.

$k_N =$	350	325	300	275	250	225	200	175	150	125	100	75	50
$e =$	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	84	82	80 %

Bei jeder Turbine schwankt der Wirkungsgrad mit veränderter Füllung (d. h. Wassermenge) und zwar so, dass derselbe bei etwa 0,85 bis 0,75 der maximalen Füllung seinen Grösstwert erreicht. In der Zahlentafel ist dieser Grösstwert der Wirkungsgrade angegeben. Die angegebenen Charakteristiken beziehen sich aber auf die maximalen Leistungen (PS_e), weil diese Angabe bei der Frage nach der Turbine

---

[2]) Nach einem Aufsatz des Verfassers in „Elektrotechnische Zeitschrift“ 1905. Nr. 42.

ausschlaggebend ist. Der Wirkungsgrad bei Abgabe der maximalen Leistung ist zwar etwas niedriger (ungefähr 2 bis 7%) als derjenige, welcher in der Zahlentafel angegeben ist, aber dieser Nutzeffektsabfall ist in der Praxis von geringer Bedeutung, weil die Turbine nur kurze Zeit des Jahres mit voller Leistung arbeitet, und ihr während dieser Zeit des kleinsten Gefälles, d. h. des höchsten Wasserstandes sowieso reichlich Wasser zur Verfügung steht. Sobald wieder der normale Wasserstand eintritt, nimmt das Gefälle zu, die der Turbine zuzuführende Wassermenge folglich ab, sodass die Turbine nunmehr mit dem der geringeren Füllung entsprechenden besseren Wirkungsgrad arbeitet. Nach Ablauf des normalen Wasserstandes tritt der niedrigste Wasserstand ein, welcher durch Erhöhung des Gefälles und Erniedrigung der Wassermenge gekennzeichnet ist. Während dieser Zeit arbeitet die Turbine mit halber oder noch geringerer Füllung, für welche der Wirkungsgrad wieder abnimmt. Bei halber Füllung, welche für die hier in Frage kommende Genauigkeit mit halber Leistung vertauscht wird, kann derselbe zu etwa 14 bis 4% niedriger als die in der Zahlentafel angegebenen günstigsten Wirkungsgrade angenommen werden. Von diesen einer vorläufigen Einschätzung dienenden Angaben beziehen sich 0,85, 2 und 14 vorzugsweise auf Turbinen von hoher Charakteristik ($\backsim$ 350), während 0,75, 7 und 4 vornehmlich für Turbinen mit niedriger Charakteristik ($\backsim$ 100) gelten. Für zwischenliegende Charakteristiken lassen sich leicht Zwischenwerte auffinden.

Wie aus der Zahlentafel ersichtlich, erreicht man bei einer mittleren Charakteristik den besten Wirkungsgrad, weshalb man bei der Wahl der Leistung und der Umdrehungszahl der Maschinensätze so vorgehen sollte, dass eine solche Turbine zur Anwendung kommen kann. Bei sehr niedrigen Gefällen würden aber dann die Turbinen für die meisten Verwendungszwecke zu langsam laufen und zu gross und zu teuer ausfallen, während sie bei recht hohen Gefällen zu schnell laufen würden. Im ersteren Falle muss man deshalb zu den schnell laufenden Turbinen greifen oder zu mehreren Leit- und Laufrädern auf einer Welle. Im zweiten Falle wendet man langsam laufende Francisturbinen, Schwamkrugturbinen oder Peltonturbinen an.

Das Kuppeln mehrerer Leit- und Laufräder auf einer gemeinsamen Welle, wodurch allerdings der Platzbedarf steigt, ist das beste Mittel zum Erhöhen der Umdrehungszahl, denn dadurch wird ein besserer Wirkungsgrad, sowohl bei voller als bei teilweiser Beaufschlagung, erreicht. Soll beispielsweise eine Dynamomaschine, die bei 175 Uml./Min. 1000 PS_e aufnimmt, von einer Turbine, der ein nutzbares Gefälle von 12 m zur Verfügung steht, angetrieben werden, so ist die Charakteristik: $k_N = \frac{175}{12}\sqrt{\frac{1000}{\sqrt{12}}} \cong 250$, falls die ganze Kraft von einer Turbine mit nur einem Leit- und Laufrad geleistet werden soll. Aus der Zahlentafel geht hervor, dass man mit einer solchen Turbine etwa 79% Wirkungsgrad erreichen kann. Erscheint dieses zu wenig, oder wird auf gute Ausnutzung des Wassers bei teilweiser Beaufschlagung grosses Gewicht gelegt, oder aber wechselt das Gefälle stark, so verwendet man zweckmässiger eine Doppelturbine. Da nun auf jedes Rad die halbe Kraft kommt, so setzt sich die für den Wirkungsgrad massgebende Charakteristik folgendermassen zusammen: $k_N = \frac{175}{12}\sqrt{\frac{500}{\sqrt{12}}} = \frac{250}{\sqrt{2}} \cong 175$, entsprechend einem Wirkungsgrade von etwa 82%. Gehen die Forderungen, welche die Doppelanordnung der Turbine verlangten, noch weiter, so könnte man eine drei- oder vierfache Turbine verwenden, für welche die Charakteristiken $\frac{250}{\sqrt{3}} \cong 150$ bezw. $\frac{250}{\sqrt{4}} \cong 125$ sind. In den letzten Fällen kann man bei zweckentsprechender Anordnung in Zeiten von knappem Wasserzugang eines oder zwei Räder abkuppeln, sodass die übrig bleibenden die vorhandene geringere Wassermenge mit bestem Wirkungsgrad ausnutzen.

Auch bei der Peltonturbine schwankt aus ähnlichen Gründen wie bei der Francisturbine der Wirkungsgrad mit den Querschnittsverhältnissen der Turbine, so dass auch

für diese die Charakteristik über den Wirkungsgrad Aufschluss gibt. Nachstehende Zahlentafel diene als Anhaltspunkt für die Beurteilung:

$k_N =$ 20	17,5	15	12,5	10	7,5	5
e = 75	76	77	78	79	80	81 %.

Die Charakteristik bezieht sich hierbei auf nur einen Leitapparat und der Wirkungsgrad stellt wieder Mittelwerte dar, welche bei den günstigsten Einbauverhältnissen als erreichbar betrachtet werden können. Die von den Turbinenlieferanten geleisteten Garantien werden selbstverständlich etwa 2 bis 4% niedriger als die angegebenen Ziffern liegen.

Auch in dieser Zahlentafel sind die Wirkungsgrade der günstigsten Füllungen und die Charakteristiken für die maximalen Leistungen angegeben. Das Verhalten der Peltonturbinen bei verschiedenen Füllungen ist noch wenig aufgeklärt. Als Annäherung kann angenommen werden, dass der günstigste Wirkungsgrad bei 0,75 der maximalen Leistung liegt, und dass der Wirkungsgrad bei voller und halber Leistung etwa 3 bis 6% kleiner ist als die in der Zahlentafel angegebenen. —

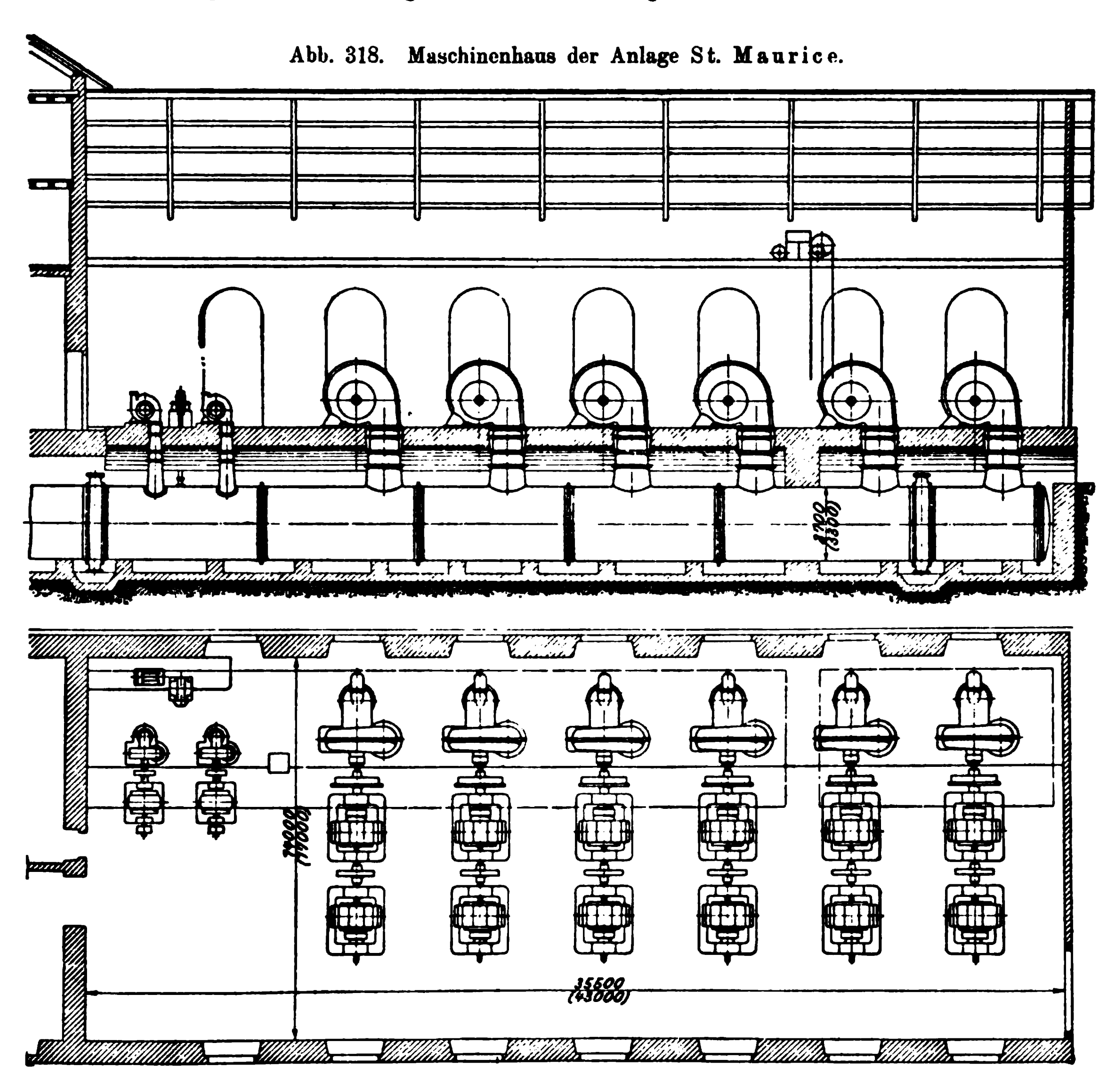
Ähnlich wie bei den Francisturbinen kann man zur Erreichung einer hohen Umdrehungszahl bei einem gewünschten Wirkungsgrade oder zur Erreichung eines hohen Wirkungsgrades bei einer gewünschten Umdrehungszahl mehrere Leitapparate auf ein Laufrad wirken lassen oder mehrere Räder nebeneinander auf dieselbe Welle setzen. Sollen z. B. 400 PS_e mit einem Wirkungsgrad von mindestens 77% bei einem nutzbaren Gefälle von 75 m geleistet werden, so bestimmt sich die Turbine folgendermassen. Aus der Zahlentafel folgt, dass die Turbine eine Charakteristik von etwa 15 haben muss. Die Umdrehungszahl ist dann $n = k_N \, . \, H \, . \sqrt{\frac{\sqrt{H}}{N}} = 15 \, . \, 75 \sqrt{\frac{\sqrt{75}}{400}} = 166$ (Gl. 3 nach n aufgelöst). Dieses erscheint zu niedrig, weshalb man zwei Leitapparate an einem Rad anordnet. Jeder leistet nun 200 PS_e und die zugehörige Umdrehungszahl rechnet sich zu $166\sqrt{2} = 235$ aus. Mit vier Leitapparaten auf zwei Räder verteilt kommt eine Umdrehungszahl von $166\sqrt{4} = 332$ heraus, und mit sechs Leitapparaten an drei oder auch bloss an zwei Laufrädern verteilt, wächst die Umdrehungszahl auf $166\sqrt{6} \cong 400$. Weil k_N gleich gross war in allen diesen Fällen, so werden diese Turbinen bei sonst günstigen Verhältnissen, praktisch gesprochen, denselben Wirkungsgrad (77%) aufweisen, obwohl ihre Umdrehungszahlen sehr verschieden sind.

Im folgenden seien einige Angaben darüber, wie man in einer Mehrheit von Fällen auch zugleich alle Hauptabmessungen der Turbine sehr einfach bestimmen kann, angeführt.

Satzturbinen oder, wie man sie auch bezeichnet, Serienturbinen sind solche, die gleiche Winkel- und Querschnittverhältnisse besitzen. Sie sind untereinander ganz ähnlich gebaut und unterscheiden sich nur durch die Grösse. Die verschiedenen Grössennummern eines solchen Satzes haben dieselbe Charakteristik, auch wenn sie bei verschiedenen Gefällen arbeiten. Bei gleichem Gefälle stehen die Umdrehungszahlen zum Durchmesser im umgekehrten, die verbrauchten Wassermengen und die Leistungen zum Quadrat des Durchmessers im geraden Verhältnis. Bei verschiedenen Gefällen verhalten sich, wie übrigens bei allen Turbinen, die Umdrehungszahlen und die Wassermengen wie die Quadratwurzel aus dem Gefälle ($\sqrt{H}$). Die Leistungen entsprechen $H \, . \sqrt{H}$. Da alle vom Wasser durchflossenen Querschnitte im Verhältnis zueinander stehen, und diese Verhältnisse für die verschiedenen Grössennummern eines Satzes dieselben sind, so können alle vorgenannten Grössen in einfache Beziehung zum Laufraddurchmesser gebracht werden, welche Beziehungen für den ganzen Satz gültig sind. Beträgt beispielsweise der Durchmesser des Gehäuses für eine Turbine mit 1000 mm Laufraddurchmesser 2100 mm, so beträgt der Gehäusedurchmesser für eine Turbine

desselben Satzes, aber mit 800 mm Laufraddurchmesser, $\frac{800}{1000} \cdot 2100 = 1680$ mm etc. Dasselbe gilt auch für die Turbine in weiterem Sinne aufgefasst, nämlich auch für ihren Zufluss und Abfluss, Absperr- und Regelungsvorrichtungen, kurz für die ganze Turbinenanlage. Nun sind in Büchern und Zeitschriften viele ausführlichen Beschreibungen und massstäblichen Zeichnungen sowohl von ganzen Turbinenanlagen als von Einzelheiten derselben zu

Abb. 318. Maschinenhaus der Anlage St. Maurice.



finden. Jede beschriebene Turbinenanlage kann nun als eine von den vielen Grössennummern eines Satzes aufgefasst werden, der durch die zugehörige Charakteristik gekennzeichnet ist, und dessen andere Nummern ihr ähnlich sind und leicht durch Vergrösserung oder Verkleinerung nachgebildet werden können. Hat man eine Turbinenanlage mit Turbinen von einer bestimmten Charakteristik zu entwerfen, so sucht man also in der vorhandenen Literatur diejenigen Turbinen heraus, die angenähert dieselbe Charakteristik haben. Findet sich dabei eine Anlage, die wegen der örtlichen Verhältnisse so gebaut wurde, wie man es für den in Frage kommenden Entwurf beabsichtigt, so kann diese Anlage, wenn sie sich sonst gut bewährt hat, ohne weiteres zum Ausgangspunkte für die

Grössenbestimmung der neuen Anlage benutzt werden. Hierzu ist, wie schon angedeutet, nur das Verhältnis zwischen dem Dm. der zugrunde gelegten Turbine und demjenigen der zu entwerfenden Turbine nötig. Wenn die Dm. nicht bekannt sind, so gestattet jedoch die Eigenschaft der Satzturbinen, dass der Durchmesser dem Bruch $\frac{\sqrt{H}}{n}$ entspricht, eine Ausrechnung des Verhältnisses zwischen ihnen. Einige Beispiele mögen das Gesagte erläutern.

Es seien Turbinen auf wagerechter Welle für 750 PS_e und 200 Uml./Min. bei einem nutzbaren Gefälle von 20,5 m zu entwerfen. Die Charakteristik ist

$$k_N = \frac{200}{20,5}\sqrt{\frac{750}{\sqrt{20,5}}} = 125.$$

Es kann also eine Einzel-Francisturbine verwendet werden. Wegen des hohen Gefälles kommt nur eine Gehäuseturbine in Betracht. Die Turbinen der Anlage St. Maurice, vergl. Taf. XXIX, Fig. 10—12, leisten je 1000 PS_e bei 300 Uml./Min. und 32 m Gefälle, aber ihre Charakteristik ist ebenfalls 125. Der Laufrad-Dm. ist hier bekannt = 1000 mm, aber auch ohne diese Kenntnis kann man das Verhältnis zwischen dem Dm. der neuen Turbine und demjenigen der St. Mauriceturbine aufstellen. Dasselbe ist $\frac{\sqrt{H_2}}{n_2} : \frac{\sqrt{H_1}}{n_1} = \frac{\sqrt{20,5}}{200} : \frac{\sqrt{32}}{300} = 1,2$. Somit ist die neue Turbine in jeder Richtung hin um 1,2 mal grösser als die St. Mauriceturbine. Die letztere nimmt, wie man aus den masstäblichen Zeichnungen abmessen kann, etwa $3,5 \times 3,5 \cong 12$ qm Bodenfläche ein. Die neue wird somit etwa $12 \times 1,2^2 \cong 18$ qm Bodenfläche beanspruchen. Die Rohrleitung (innerhalb des Maschinenhauses) für fünf Einheiten in St. Maurice hat 2700 mm Dm. Diejenige der zu entwerfenden Anlage könnte man deshalb, wenn keine sonstigen Rücksichten eine andere Abmessung verlangen, mit $1,2 \times 2700 \cong 3300$ mm annehmen. Sogar Rechen und Schützen könnten in derselben Weise annäherungsweise bestimmt werden. Das Maschinenhaus in St. Maurice hat $14 \times 35,5 = 500$ qm Grundfläche. Falls die elektrischen Maschinen ähnlich und auch ungefähr im Verhältnis 1,2 zu 1,0 grösser werden sollten, so kann man also rasch über den Bodenbedarf der neuen Anlage unterrichtet sein. Derselbe beträgt etwa $1,2 . 14 . 1,2 . 35,5 \cong 17 . 48 \cong 750$ qm (vergl. Abb. 318).

Ein zweites Beispiel sei das Folgende: Bei einem nutzbaren Gefälle von 155 m sollen 0,950 cbm/sek. ausgenutzt werden. Die Leistung beträgt somit rd. 1500 $PS_e \cong 10 . 155 . 0,95$, und die Turbine soll 450 Uml./Min. machen. Die Charakteristik beträgt dann $k_N = 31,8$. Es kommt also eine Peltonturbine mit mehreren Leitapparaten oder eine radiale Girardturbine zur Verwendung. Turbinen mit ähnlicher Charakteristik sind die 1000 PS_e-Turbinen im Kubelwerk (s. Abb. 319, ferner Taf. XXI, Fig. 3 und Taf. LXXVI, Fig. 1—3). Dieselben machen 300 Uml./Min. bei 92 m nutzbarem Gefälle. Ihre Charakteristik ist somit 33,3, also ziemlich gleich. Da dieselbe sechs Leitapparate besitzt, so ist die für den Wirkungsgrad massgebende Charakteristik $\frac{33,3}{\sqrt{6}} = 13,6$, sodass nach der Zahlentafel auf 77 bis 78 % Wirkungsgrad gerechnet werden kann. Das Grössenverhältnis zwischen beiden ist gegeben durch $\sqrt{\frac{H_2}{H_1}} \cdot \frac{n_1}{n_2} = \sqrt{\frac{155}{92}} \cdot \frac{300}{450} = 0,865$, welches für die Bemessung der zu entwerfenden Turbine massgebend ist. Die Kubelwerkturbine beansprucht etwa $3 \times 4,5 = 13,5$ qm Bodenfläche, hat eine Höhe der Wellenmitte über dem Fussboden von 900 mm und eine Höhe des Zulaufrohres über dem Fussboden von 1150 mm (s. Abb. 319). Die entsprechenden Masse der neuen Turbine sind 10 qm, 800 und 1000 mm (s. Abb. 320).

Die beschriebene Art der Massbestimmung kann nur als eine angenäherte angesehen werden, weshalb es ratsam ist, eher etwas reichlich zu rechnen. Denn die ausführende Firma wird sich möglichst an vorhandene Modelle halten. Ferner sei davor gewarnt, dass man übertriebene Schlüsse macht, also dass man etwa von der Ausführung einer 50 PS_e-Turbine auf die Abmessungen einer 1500 PS_e-Turbine, oder von Turbinen mit 2000 mm auf die Masse einer solchen mit 400 mm Durchmesser schliesst. Bei soweit auseinander liegenden Grössen wird natürlich eine Unsicherheit eintreten.

In dieser Verbindung wird es vielleicht erwünscht sein, einige, wenn auch nur

angenäherte Angaben über vorläufige Gewichtsbestimmungen von Turbinen zu erfahren, wobei auch auf Tabelle VII, Seite 256 und 257 verwiesen sein mag.

Bei gleichem Gefälle werden die Gewichte von Turbinen verschiedener Grösse, aber von demselben Satze, ungefähr im Verhältnis stehen: $\left(\frac{D_2}{D_1}\right)^{\frac{5}{2}}$ bis $\left(\frac{D_2}{D_1}\right)^3$, und zwar sollte man die erste Beziehung wählen, wenn $\frac{D_2}{D_1} < 1$, und die letztere, wenn $\frac{D_2}{D_1} > 1$ ist.

Bei gleicher Grösse werden die Gewichte von Turbinen für verschiedene Gefälle ungefähr im Verhältnis $\left(\frac{H_2}{H_1}\right)^{\frac{2}{3}}$ bis $\frac{H_2}{H_1}$ stehen und zwar so, dass man die erste Beziehung wählt, wenn $\frac{H_2}{H_1} < 1$, und die letztere, wenn $\frac{H_2}{H_1} > 1$ ist.

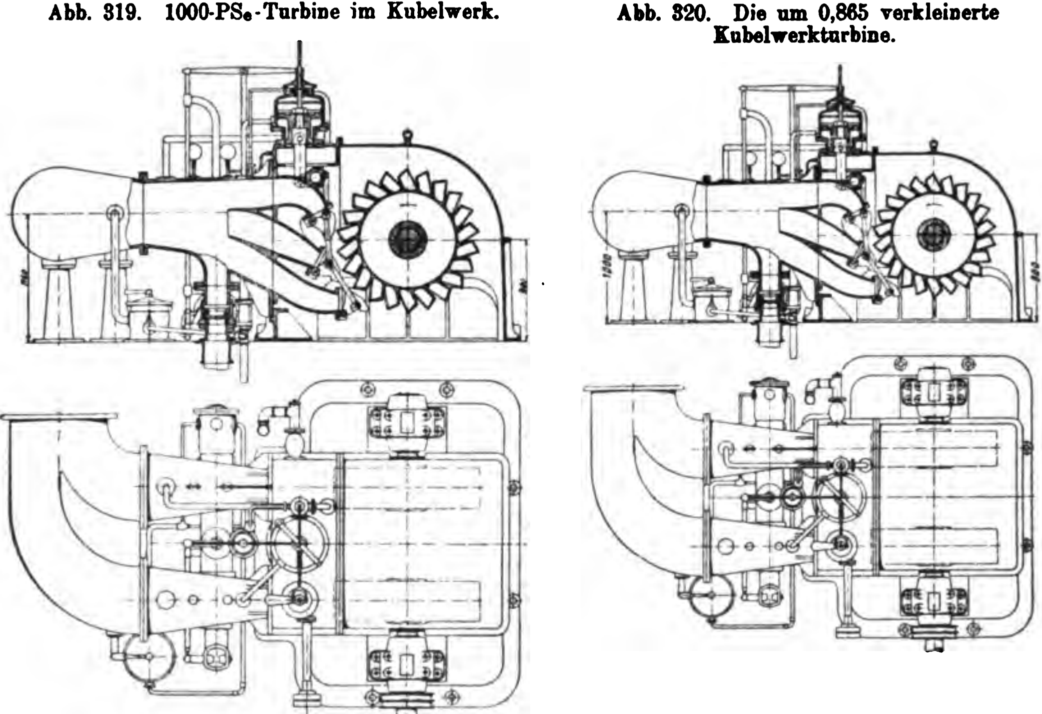


Abb. 319. 1000-PS$_e$-Turbine im Kubelwerk.

Abb. 320. Die um 0,865 verkleinerte Kubelwerkturbine.

Ist beispielsweise das Gewicht G_1 einer Turbine, die 1000 PS$_e$ und 300 Uml./Min. bei 32 m Gefälle leistet, bekannt, so kann man das Gewicht G_2 einer Turbine desselben Satzes, die 750 PS$_e$ und 200 Uml./Min. bei 20,5 m Gefälle leistet, folgendermassen ausrechnen.

Es ist $\frac{D_2}{D_1} = \sqrt{\frac{20,5}{32} \cdot \frac{300}{200}} = 1,2$ und $\frac{H_2}{H_1} = \frac{20,5}{32} = 0,64$. Also ist

$$G_2 = 1,2^3 \cdot \sqrt[3]{0,64^2} \cdot G_1 \cong 1,3\, G_1.$$

In einem anderen Falle sei das Gewicht G_1 einer Turbine von 1000 PS$_e$ und 300 Umdr./Min. bei 92 m Gefälle bekannt, und es soll das Gewicht G_2 der zu demselben Satze gehörigen Turbine von 1500 PS$_e$ und 450 Umdr./Min. bei 155 m Gefälle ermittelt werden.

Es ist $\frac{D_2}{D_1} = 0{,}865$ und $\frac{H_2}{H_1} = 1{,}685$. Folglich $G_2 = 0{,}865^2 \,.\, \sqrt{0{,}865} \,.\, 1{,}685 \,.\, G_1 \cong 1{,}2\, G_1$.

Ebenso wie die Massbestimmung, so ist auch die Gewichtsbestimmung nur als eine angenäherte zu betrachten. Besonders sei vor Schlussfolgerungen aus weit auseinander liegenden Fällen gewarnt. Vorhandene Modelle der später genauer berechnenden Maschinenbauanstalt werden natürlich einen berichtigenden Einfluss ausüben, aber immerhin gibt die hier gezeigte Berechnungsweise wenigstens einen Begriff von dem Zusammenhange zwischen Gewicht, Grösse und Gefälle einer Turbine.

Da die Gewichte als Grundlage für die Preise dienen, kann man weiter vom Gewicht auf die Preise schliessen. Wenn $\frac{D_2}{D_1}$ und $\frac{H_2}{H_1}$ von 1,0 nicht weit abliegen, so kann man den Preis sogar einfach im Verhältnis zum Gewicht setzen.

4. Verwendung der Turbinen bei verschiedenen Gefällen. Eine Turbine, die für ein bestimmtes Gefälle konstruiert ist, kann auch für andere, grössere oder kleinere, aber nicht zu weit abliegende Gefälle verwendet werden, vorausgesetzt, dass für das neue Gefälle solche Anforderungen an Leistung und Umdrehungszahl gestellt werden, dass den nachstehenden Auseinandersetzungen entsprochen wird.

An der in Abb. 317 schematisch dargestellten Turbine lassen sich die Verhältnisse leicht erläutern. Aus der Düse strömt das Wasser heraus mit der Geschwindigkeit von angenähert $c_0 \cong \sqrt{2gh}$. Hat die Düse einen Querschnitt von F_0 qm, so ist die Wassermenge $Q = F_0 \,.\, \sqrt{2gh}$ cbm/sek. Denken wir uns aber dieselbe Turbine für ein doppelt so grosses Gefälle $h_2 = 2h$ verwendet, so strömt aus F_0, $\sqrt{\frac{h_2}{h}} = \sqrt{2}$ mal so viel wie früher aus, weil die Geschwindigkeit jetzt $\sqrt{2g(2h)}$ geworden ist. Ähnlich verhalten sich alle Turbinen, sodass ganz allgemein die Wassermenge Q_2 für das Nettogefälle H_2 den Wert

$$Q_2 = \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} \cdot Q_1 \tag{4}$$

besitzt, wenn Q_1 die Wassermenge für das Gefälle H_1 beträgt.

Q_1 cbm/sek. bei H_1 m Gefälle ergeben eine Leistung von rd. $N_1 = 10 \,.\, Q_1 \,.\, H_1$, und Q_2 cbm/sek. bei H_2 m Gefälle ergeben dementsprechend eine Leistung von rd. $N_2 = 10 \,.\, Q_2 \,.\, H_2$. Die drei letzten Gleichungen ergeben durch Kombination die Leistung N_2 der Turbine bei H_2 m Gefälle zu

$$N_2 = \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} \cdot \frac{H_2}{H_1} \cdot N_1, \tag{5}$$

welcher Wert ebenfalls mit dem Rechenschieber leicht ermittelt werden kann.

Ebenso wie die Wassergeschwindigkeiten proportional $\sqrt{H}$ sind, so sind es auch die Umfangsgeschwindigkeiten, sodass die Umdrehzahl n_2 einer Turbine bei H_2 m Gefälle

$$n_2 = \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} \cdot n_1 \tag{6}$$

beträgt, wenn n_1 die Tourenzahl bei H_1 m Gefälle ist.

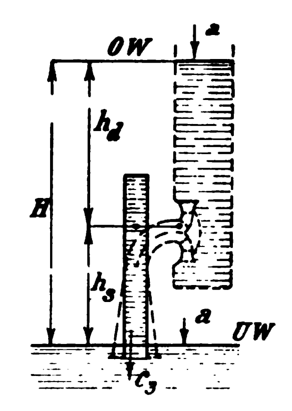
Es ist notwendig, dass Wassermengen, Leistungen, Umdrehzahlen und Gefälle sich zueinander wie obenstehend verhalten, damit die Turbine bei H_2 m ebenso günstig arbeite wie bei H_1 m Gefälle; kleine Abweichungen jedoch sind zulässig. Die angegebenen Beziehungen gelten für alle Turbinensysteme, unter H_1 und H_2 immer die effektiven oder Nettogefälle, s. Abschn. 11, verstanden.

Beispiel: Eine Turbine, die bei 8 m Gefälle 200 PS_e bei 125 Uml./Min. leistet und dabei 2,34 cbm/sek. Wasser verbraucht, wird bei 5,5 m Gefälle 114 PS_e bei 104 Uml./Min. leisten und dabei 1,94 cbm/sek. verbrauchen.

5. Saugrohrwirkung und zulässige Saughöhe. Die Wirkung des Saugrohres beruht auf dem Unterdruck (unter dem atmosphärischen Druck), der in dem gehobenen Teil eines Gefässes entsteht, das mit Wasser gefüllt ist und unter Wasser ausmündet (Abb. 321).

Der Unterdruck oder absolute Druck an einem beliebigen um h_s über dem Unterwasserspiegel liegenden Punkt ist dann $(a - h_s)$, worin a der Atmosphärendruck ist, der bei gewöhnlichem Barometerstand am Meer 10,33 m, also im allgemeinen etwa 10 m Wassersäule entspricht. Da der absolute Druck bis auf Null herabsinken kann, so kann man theoretisch Saughöhen bis 10 m ausnützen. In der Praxis muss man aber schon früher halt machen.

Abb. 321.



Teilen wir das Nettogefälle H in das Druckgefälle h_d vom Oberwasserspiegel bis zu einem Punkt unmittelbar unter dem Laufrad und in das Sauggefälle h_s, von diesem Punkt bis zum Unterwasserspiegel (Abb. 321), so ist der für den Durchfluss durch die Turbine und die Kraftabgabe massgebende Druckunterschied

$$(a + h_d) - (a - h_s) = h_d + h_s = H, \qquad (7)$$

also gleich dem Nettogefälle. In bezug auf die Kraftgewinnung ist somit das Sauggefälle dem Druckgefälle gleichwertig. Man darf deshalb eine Überdruckturbine ohne Einbusse an Gefälle, Leistung oder Wirkungsgrad um eine gewisse, im folgenden bestimmte Höhe über dem niedrigsten Unterwasserspiegel aufstellen, wovon in der Praxis ausgiebiger Gebrauch gemacht wird.

Ursprünglich wurden die Saugrohre zylindrisch ausgeführt und nur in der Absicht verwendet, die Turbinen hochwasserfrei aufzustellen und Schwankungen des Unterwasserspiegels auszunutzen. Später wurde ein weiterer Zweck damit verfolgt. Statt zylindrisch wurde das Saugrohr schwach konisch mit nach unten zunehmendem Dm. ausgeführt. Bei zweckmässiger Konizität wirkt dann das Saugrohr derart, dass als Abflussverlust aus der Turbine nicht derjenige aus dem Laufrad, $\frac{c_2^2}{2g}$ (s. Einleitung), sondern der kleinere Verlust $\frac{c_3^2}{2g}$ (Abb. 321) in Rechnung kommt, was den Wirkungsgrad der Turbine etwas verbessert.

Die Bestimmung der zulässigen Saughöhe hat unter Berücksichtigung dieser konischen Gestaltung des Saugrohres zu geschehen. Man denke sich ein horizontal liegendes, schwach konisches Rohr von Wasser durchflossen (Abb. 322), welches den Querschnitten entsprechend an der engen Stelle die grosse Geschwindigkeit c_2 hat, die allmählich auf die kleinere Geschwindigkeit c_3 abnehme. Mündet die weite Öffnung in die Aussenluft aus, so herrscht an dieser Stelle der Atmosphärendruck a. Die dem Wasser an der Austrittsstelle innewohnende Energie $\left(a + \frac{c_3^2}{2g}\right)$ müssen wir nun an jeder Stelle des Rohres wiederfinden. Denn vorläufig sei von Reibungsverlusten abgesehen, und eine Verminderung oder Vermehrung der Energie tritt bei horizontal liegendem Rohr

nicht ein. Folglich muss die Summe aus Druck (p') und Geschwindigkeitshöhe $\left(\frac{c_2^2}{2\,g}\right)$ an der Stelle 2 gleich sein der obengenannten Energie:

$$p' + \frac{c_2^2}{2\,g} = a + \frac{c_3^2}{2\,g},$$

daraus

$$p' = a - \frac{c_2^2 - c_3^2}{2\,g} < a.$$

Der absolute Druck p' an der engen Stelle ist somit infolge der Konizität des Rohres kleiner als der Atmosphärendruck geworden, was er bei zylindrischem Rohr nicht gewesen wäre.

Denkt man sich nun weiter das enge Ende dieses Rohres um h_s m in die Höhe gehoben (Abb. 323), so ist klar, dass dadurch eine weitere Verringerung des absoluten Druckes um die Höhe h_s stattfindet, sodass nunmehr der absolute Druck an dieser Stelle $p = a - \frac{c_2^2 - c_3^2}{2\,g} - h_s < a - h_s$ beträgt.

Findet aber ein Widerstand gegen das Aus- oder Durchströmen des Rohres statt, was immer der Fall sein wird (Reibung), so ist zur Überwindung desselben eine Höhe h_w erforderlich, welche den absoluten Druck wieder vergrössert, sodass p in Wirklichkeit

$$p = a - \frac{c_2^2 - c_3^2}{2\,g} - h_s + h_w \qquad (8)$$

beträgt. Man wird aber immer bestrebt sein, h_w im Interesse eines guten Wirkungsgrades möglichst klein zu halten, sodass von seiner Berücksichtigung meistens abgesehen werden kann. Durch eine solche Vernachlässigung wird auch nur eine Sicherheit der Rechnung gegen die aus zu hoher Saughöhe entstehenden Übelstände (Gefällsverlust und unstetiger Betrieb) eingeführt.

Abb. 322.

Abb. 323.

Mit dem absoluten Druck, an der höchsten Stelle des Saugrohres gleich Null gesetzt, würde man aus Gleichung 8 die theoretisch maximale Saughöhe erhalten.

Aber mit p gleich 1,5 bis 2 m gesetzt, was praktischen Ausführungen entspricht, bestimmt sich die **maximale, zulässige Saughöhe** zu

$$h_s = a - \frac{c_2^2 - c_3^2}{2\,g} - 1{,}5 \text{ bis } 2. \qquad (9)$$

Zu dieser Formel ist zu bemerken, dass sie nur so lange gilt, als die Geschwindigkeit (c_2) am höchsten Punkt so gross ist, dass die im Wasser enthaltene und in dem partiellen Vakuum sich ausscheidende Luft vom Wasser wieder mitgerissen und abgeführt wird. Bei den meisten Turbinen trifft dieses bei den grösseren Beaufschlagungen (Belastungen) ja auch zu, bei den kleineren Beaufschlagungen aber häufig nicht mehr, sodass, wenn es im allgemeinen als Regel gilt, dass **kleine Saughöhen** tunlichst anzustreben sind, dieses dann ganz besonders für solche **Turbinen** gilt, die **mit stark abnehmender Belastung** arbeiten müssen. Da somit die zulässige Saughöhe mit der Konstruktion der Turbine in innigstem Zusammenhang steht, so sollte bei der Projektierung von Turbinenanlagen keine Saughöhe von mehr als 5—6 m festgelegt werden, bevor mit den in Aussicht genommenen Turbinenlieferanten Rücksprache genommen ist.

Die Saugrohre sind derart auszuführen, dass kein Eindringen von Luft stattfinden kann, sonst wird die Saugwirkung abgeschwächt, wodurch Verlust an Leistung und Nutzeffekt entsteht. Zu dem Zweck müssen sie etwa 300 bis 400 mm unter dem **tiefsten Unterwasserstand** eintauchen. Je höher das Sauggefälle, um so leichter entsteht

die Gefahr, dass Luft eindringen kann; die Stelle der Undichtigkeit ist schwer aufzufinden, da kein Wasser ausspritzt, sondern eben Luft eintritt. Zum Untersuchen, ob das Saugrohr richtig funktioniert, bringt man es an einem hochgelegenen Punkt mit einem Vakuummeter in Verbindung. Dasselbe sollte nun ein Vakuum anzeigen, das grösser ist, als der Höhenunterschied zwischen dem angebohrten Punkt und dem Unterwasserspiegel.

Die Saugrohre funktionieren am sichersten, wenn sie unmittelbar hinter der Turbine möglichst senkrecht sind. Muss ein Saugrohr von der Turbine entfernt ausmünden, so sollte man es deshalb zuerst möglichst senkrecht hinunter, dann horizontal nach der Seite führen (Taf. VII, Fig. 1 und Taf. XV, Fig. 3). Der obere gusseiserne Teil des Saugrohres wird an das Fundament solid befestigt und trägt das Leitrad. Die Fortsetzung des Saugrohres besteht entweder aus einem konischen Blechrohr oder einem Betonschacht. Das erstere ist kräftig zu befestigen und sollte in einen geräumigen Unterwasserkanal ausmünden, damit das Wasser ohne Widerstände (Stauung) abfliessen kann. Der Abstand von Unterkante Saugrohr bis zur Sohle der Unterwasserkammer sollte etwa gleich dem unteren Dm. des Saugrohres bis herab zu $^3/_4$ dieser Strecke sein. Das Betonsaugrohr gibt ein gutes Fundament für die Turbine ab und gestattet die zweckmässigste Überführung des Wassers in den Unterwasserkanal, Paderno, s. Taf. LXIX, Fig. 5—8, Kykkelsrud, Turbigo u. a.). Bei der Ausführung ist darauf zu sehen, dass die Geschwindigkeit ganz allmählich abnimmt, und dass scharfe Krümmungen und Ecken vermieden werden. Die Gesetze, nach denen die Geschwindigkeitsabnahme stattfinden soll, damit die Saugrohrwirkung richtig erfolge, sind noch nicht erforscht. Lineare Abnahme scheint gute Resultate zu ergeben.

Beispiel: Es soll für 40 m Gefälle ein Vorprojekt einer Turbine von 3000 PS_e mit 175 Uml./Min. gemacht werden. Wegen schwankenden Unterwasserspiegels soll die Turbine so hoch als zulässig aufgestellt werden. Die Charakteristik der Turbine beträgt: $k_N = \frac{175}{40}\sqrt{\frac{3000}{\sqrt{40}}} = 95$. Es kann also eine Einzel-Francisturbine verwendet werden. Eine ähnliche Turbine wäre die der Anlage Morbegno (vergl. Taf. LXX) und die Anordnung derselben sei auch für dieses Projekt als zweckmässig angenommen. Die Morbegnoturbine leistet 2000 PS_e mit 150 Uml./Min. bei 30 m Gefälle. Ihre Charakteristik ist somit 96 und die neue Turbine kann deshalb nach diesem Vorbild angenommen werden. Das Grössenverhältnis beider Turbinen ist nach Abschnitt 3, $\sqrt{\frac{40}{30}} \cdot \frac{150}{175} = 0{,}99 \cong 1{,}0$, also kann die gleiche Turbine vorgesehen werden, allerdings wegen des höheren Gefälles und der grösseren Leistung mit schwererem Spiralgehäuse und stärkerer Welle. Eine Umrechnung der Morbegnoturbine auf 40 m Gefälle nach Abschnitt 4 wird natürlich auch eine Leistung von 3000 PS_e bei 175 Uml./Min. ergeben.

Aus der Zeichnung der als Vorbild gewählten Turbine geht hervor, dass die Saugrohrdurchmesser oben 1300 mm, unten 2000 mm sind. An Hand der Gleichung 9 ist nun die zulässige Saughöhe zu bestimmen. Vorerst muss die Wassermenge bestimmt werden. Dieselbe ist nach Gleichung 2 rd. $Q = \frac{3000}{10 \cdot 40} = 7{,}5$ cbm/sek., somit ist die Geschwindigkeit $c_2 = \frac{7{,}5}{\frac{\pi}{4}\,1{,}3^2} = 5{,}6$ m und $c_3 = \frac{7{,}5}{\frac{\pi}{4} \cdot 2^2} = 2{,}4$ m.

Die zulässige Saughöhe ist dann:

$$h_s = 10 - \frac{5{,}6^2 - 2{,}4^2}{2g} - 2 = 6{,}7 \text{ m.}$$

Die vorstehenden Auseinandersetzungen beziehen sich auf die Saugrohre der Francisturbinen. Saugrohre für Druckturbinen sind unter dem Abschnitt Peltonturbinen gebracht.

6. Die Francisturbine verdankt ihre grosse Verbreitung der ausserordentlichen Anpassungsfähigkeit an die verschiedensten Anforderungen. Sie wird gebaut für Gefälle zwischen 1 und 130 m (vergl. Schweiz. Bauzeitg. 1904, S. 227). Sie kann so konstruiert werden, dass sie bei niedrigen Gefällen schnell d. h. mit hoher Umdrehzahl, und auch so,

dass sie bei hohen Gefällen langsam läuft, was beides gewöhnlich den Anforderungen der Praxis entspricht. Sie hat einen guten Wirkungsgrad und lässt sich für veränderlichen Wasser- und Kraftverbrauch gut regulieren, ohne dass der Wirkungsgrad dabei wesentlich beeinflusst wird. Die Grenzen, innerhalb welcher diese vorteilhafte Regulierfähigkeit vorhanden ist, sind etwa halbe Beaufschlagung bis volle. Weil sie eine Überdruckturbine ist, und man sie deshalb mittelst eines Saugrohres über dem Unterwasserspiegel aufstellen kann, ohne dass dabei etwas an Gefälle oder Wirkungsgrad geopfert wird, so können die Turbinen selber wie die angekuppelten Maschinen mit horizontaler Achse

Abb. 324. Schnitt und Grundriss einer Francisturbine.

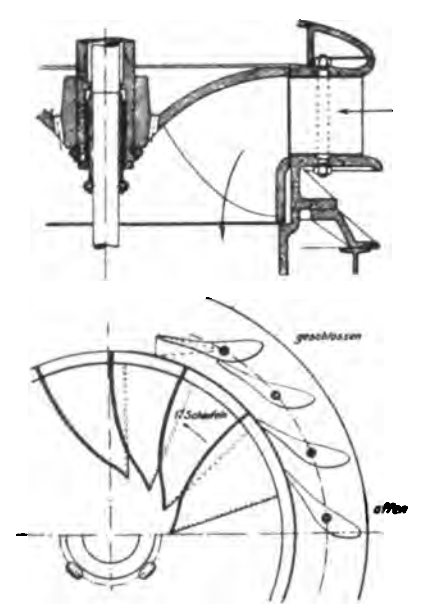
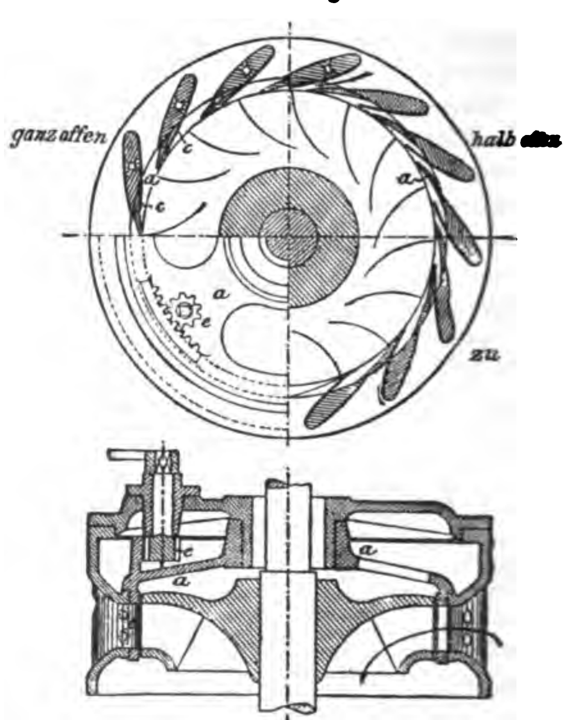


Abb. 325. Zodels Regulierschieber.



und doch hochwasserfrei aufgestellt werden. Abb. 324 zeigt Schnitt und Grundriss von Leit- und Laufrad. Das Wasser wird durch die Leitschaufeln radial in das Laufrad hineingeführt und verlässt dasselbe zum Teil axial, zum Teil radial. Das Saugrohr schliesst sich an das Laufrad an und führt das Wasser nach dem Unterwasserspiegel ab. Die gezeigten Leitschaufeln sind um Zapfen drehbar und werden mit einem Mechanismus, der von einer oder zwei Regulierwellen betätigt wird, zu gleicher Zeit verdreht. Der Wasserzufluss zum Laufrad wird dadurch reguliert, weil die Durchflussöffnungen durch die Verstellung vergrössert oder verkleinert werden.

Die in Abb. 324 gezeigte Finksche, Regulierung, bei der die ganze Leitschaufel gedreht wird, wird am häufigsten verwendet und hat die besten Resultate, besonders bei niedriger Beaufschlagung, ergeben. Abb. 325 zeigt den Zodelschen Regulierschieber. Sämtliche Leitschaufeln sind durch einen Schnitt konzentrisch zum Laufraddurchmesser in zwei Teile geteilt, in einen äusseren, feststehenden Teil und in einen inneren, um die Turbinenachse drehbaren Teil a. Durch Drehung des letzteren wird die Grösse sämtlicher Durchflussquerschnitte beeinflusst. Damit gute Wasserführung bei kleinen Öffnungen gewahrt bleibe, ist die Rückseite der feststehenden Schaufeln mit an-

geschraubten Blechführungen c versehen, die in die Zwischenräume des drehbaren Schaufelringes hineinragen. Taf. LXIII, Fig. 1 zeigt den Schaadschen Leitapparat. Auch dieser besteht aus einem feststehenden und einem beweglichen Schaufelteil. Der erstere bildet die eigentliche Leitschaufel, der zweite ist eine um Zapfen drehbare Regulierzunge, welche von einem gemeinsamen Regulierring angetrieben wird. Taf. LXV, Fig. 1 zeigt die sogenannte Spaltschieberregulierung. Der Schieber ist ein dünner gusseiserner oder bronzener Zylinder, der zwischen Leitrad und Laufrad eingesteckt ist. Durch axiales Verschieben desselben werden die Durchflussöffnungen in ihrer Grösse verändert.

Bei niedrigen Gefällen werden die Leitschaufeln aus Gusseisen, bei grösseren Gefällen und bei unreinem Wasser (Holz, Steine) aus Stahlguss hergestellt.

Unter den Laufrädern sind ebenfalls verschiedene Typen entstanden, je nach den verschiedenen Querschnittsverhältnissen. In Abb. 326 bis 328 ist ein Schnitt durch

Laufradtypen

Abb. 326. Schnellläufer. Abb. 327. Normale Francisturbine. Abb. 328. Langsamläufer.

drei Laufräder für den gleichen Dm. aufgezeichnet. Abb. 326 ist ein ausgeprägter Schnellläufer mit einer Charakteristik von etwa 300. Kennzeichnend ist die im Verhältnis zum Dm. sehr grosse Breite am Eintritt und die starke Erweiterung der Schaufel nach dem Saugrohr zu Diese extremen Verhältnisse sind begründet in der grossen Schluckfähigkeit dieser Turbinen, welche, wie a. a. O. bereits erwähnt, hauptsächlich bei kleinen Gefällen (rd. 1 bis 10 m) angewendet werden, weil sie bei verhältnismässig grosser Kraftleistung eine recht hohe Umdrehzahl aufweisen. Die Erweiterung nach dem Saugrohr wird vorgenommen, damit das Wasser mit kleiner Geschwindigkeit d. h. kleinem Abflussverlust das Laufrad verlässt. Abb. 327 stellt ein normales, modernes Francislaufrad mit einer Charakteristik von etwa 150 dar. Da die Schluckfähigkeit desselben bedeutend geringer ist als diejenige des Schnellläufers, so ist die Eintrittsbreite klein, und der Saugrohrdm. kleiner als der Eintrittsdm. gehalten. Solche Typen werden für mittlere Gefälle (rd. 10 bis 50 m) verwendet. Abb. 328 zeigt einen Langsamläufer mit einer Charakteristik von etwa 50, wie sie bei hohen Gefällen (rd. 75 bis 130 m) und grossen Leistungen verwendet werden. Kennzeichnend ist die sehr kleine Eintrittbreite und die schlanke Überführung des Wassers nach dem kleinen Saugrohr. Das gezeich-

nete Laufrad ist als Doppelrad ausgebildet, damit die recht beträchtlichen axialen Schübe aufgehoben werden. Bei 100 m Gefälle würde ein Rad von dieser Konstruktion mit 1000 mm Eintrittsdm. etwa 1000 PS_e pro Kranz (das Doppelrad also 2000 PS_e) bei etwa 500 Umdrehungen leisten. Die Charakteristik ist also $k_N = \frac{500}{100}\sqrt{\frac{1000}{\sqrt{100}}} = 50$.

Das Laufrad ist meistens aus Gusseisen, häufig sind aber die Schaufeln aus gepresstem Blech hergestellt, die dann in die Nabe und den Ring eingegossen sind. Bei hohen Gefällen werden die Laufräder mitunter aus Bronze oder sogar aus Stahlguss hergestellt.

Ob man Einzel-, Doppel- oder mehrfache Turbinen verwenden soll, hängt von der gewünschten Tourenzahl, von den Kosten, sowie von dem angestrebten Nutzeffekt ab, vergl. Abschn. 3. Die Einzelturbine ist am billigsten. Der auftretende axiale Druck des Laufrades wird durch ein Kammlager oder Spurlager aufgenommen. Die Doppelturbine hat den Vorteil, dass normalerweise keine axialen Drucke auftreten, da der Druck, der von dem einen Laufrad entsteht, von dem anderen aufgehoben wird. Trotzdem wird eines der Lager als Kammlager ausgebildet, da durch Verstopfungen, Verschleiss usw. ein einseitiger Druck auftreten kann. Die Doppelturbine hat einen etwas höheren Wirkungsgrad als die gleich starke und gleich schnellaufende Einzelturbine, weil die Reibungsarbeit auf den Spurzapfen wegfällt, weil pro Laufrad nur die halbe Wassermenge kommt und die Querschnittsverhältnisse hierfür günstiger gestaltet werden können.

a) Francisturbinen in offenem Schacht. Bei niedrigen Gefällen (1 bis 15 m) kann die Francisturbine in einem offenen Schacht aufgestellt werden, d. h. der Oberwasserkanal wird hinter dem Rechen erweitert und vertieft, und die Turbine wird in dem so gebildeten Schacht aufgestellt, wobei das Wasser dem Leitapparat von allen Seiten zufliesst. Es ist bei dieser Aufstellung darauf zu achten, dass die Turbine tief genug angebracht wird, sonst kann Luft mit in die Turbine hineingesaugt werden, wodurch Arbeitsleistung und Wirkungsgrad stark geschädigt werden. Zwischen Oberwasserspiegel und Oberkante Leitrad sollte man bei mittelgrosser vertikalachsiger Turbine mindestens 1,5 m Entfernung haben, bei horizontaler Aufstellung etwa das Doppelte.

Vertikalturbinen. Bei Gefällen zwischen etwa 1 und 5 m wird die Francisturbine meistens mit vertikaler Welle angeordnet. Ist die Arbeitswelle horizontal, was am häufigsten der Fall ist, so wird die Kraft von der Turbinenwelle mittelst eines konischen Zahnräderpaares an dieselbe übertragen. Das Gewicht der vertikalen Welle mit dem Laufrad und dem einen Zahnrad sowie auftretende Kräfte, die vom Wasser und den Zahnrädern herrühren, müssen von einem Spurlager aufgenommen werden, welches ein wichtiges Detail der Turbine bildet. Dasselbe muss bequem zugänglich (für Wartung, Reinigung) und so fest gelagert sein, dass keine Vibrationen auftreten können.

Eine solche Turbine ist in Taf. LXI, Fig. 1 u. 2[8]) dargestellt, Anlage Stuttgart-Marbach. Die Turbine ist auf der Sohle des Schachtes aufgestellt, in welchem ein gusseiserner Fundamentring eingemauert ist. Dieser Ring hat in der Mitte ein Tragkreuz, auf das sich eine schmiedeiserne Tragstange stützt. Die Tragstange steht fest und ist oben mit einem Spurlager versehen, welches die sie umgebende hohle, gusseiserne Turbinenwelle trägt.

Behufs Montage und Besichtigung ist eine Öffnung im Mauerwerk vorgesehen, die mit Steigeisen zum bequemen Befahren versehen ist. Das Wasser verlässt die Turbine durch das Saugrohr, welches hier in Beton ausgeführt ist und direkt in den Unter-

---

[8]) Einer Broschüre der E.-A. vorm. Schuckert & Co. entnommen.

wasserkanal ausmündet. Vermittelst des Saugrohres konnte die Turbine ohne Nachteil über dem höchsten Unterwasserspiegel aufgestellt werden, sodass sie, nachdem der Zufluss abgesperrt ist, trocken gelegt werden kann. Konische Zahnräder überführen die Kraft auf die horizontale Welle, die mittelst einer Zodelkuppelung mit der Welle der Dynamomaschine verbunden ist.

Eine andere, ganz ähnliche Anlage zeigt Taf. LXI, Fig. 3 und 4[4]), Anlage Wintershall-Lengers. Während bei der vorigen Turbine das grosse Zahnrad über der horizontalen Welle angebracht war („Obergriff"), ist es hier unterhalb derselben angebracht („Untergriff"). Die letztere Anordnung ist besonders dort zu finden, wo mehrere vertikale Turbinen eine gemeinsame horizontale Welle treiben. Um die hohe Tourenzahl der gewählten Dynamomaschine zu erreichen (500 Uml./Min.), wurde von der horizontalen Vorgelegewelle aus eine weitere Übersetzung durch Riemenübertragung erzielt.

Bei Gefällen über etwa 5 m sucht man die Turbine mit horizontaler Welle anzuordnen. Wenn die Turbine eine Einzelturbine (Turbine mit nur einem Leit- und Laufrad) ist, so ist die horizontale Aufstellung auch meistens angängig. Muss man aber zum Zweck einer hohen Umdrehungszahl eine mehrfache Turbine anwenden, so fällt die Turbine dadurch in der Richtung der Welle sehr lang aus. Eine Folge hiervon ist, dass die Grundfläche der Anlage ebenfalls gross ausfällt, und dass grosse Erdmassen ausgehoben werden müssen, weil Horizontalturbinen tief aufzustellen und die Saugrohre unter dem Maschinenhaus hinwegzuführen sind (vergl. Anlage Wangen, Taf. XXIII, Fig. 1 und 2). Wo die örtlichen Verhältnisse dieses nicht gestatten, geht man auch bei Gefällen von mehr als 5 m zu einer vertikalachsigen Turbine über. Vertikalachsige Anordnungen sind auch dort notwendig, wo der Unterwasserspiegel sehr stark schwankt und die Forderung aufgestellt wird, dass die Dynamomaschine über dem höchsten Unterwasser liegen soll.

Eine vertikale Turbine ist in Tafel LXII, Fig. 1—3[5]), Anlage Hagneck dargestellt, vergl. auch Taf. XXXIII, Fig. 1—5. Das Gefälle schwankt zwischen 5,8 und 9 m. Die Leistung jeder Turbine beträgt 1300 PS_e normal, 1500 PS_e maximal. Die Umdrehzahl ist 100 pro Min. Die Charakteristik der gesamten Turbine beträgt

$$k_N = \frac{100}{9}\sqrt{\frac{1500}{\sqrt{9}}} = 250$$

bei dem hohen Gefälle und

$$k_N = \frac{100}{5{,}8}\sqrt{\frac{1300}{\sqrt{5{,}8}}} = 400$$

beim kleinen Gefälle. Da in dem letzten Fall vier Räder beaufschlagt werden, ist die Charakteristik von einem Leit- und Laufrad: $\frac{400}{\sqrt{4}} = 200$.

Da es sich hier, wenigstens zur Zeit der Ausführung dieser Anlage, um eine grosse Leistung bei hoher Umdrehzahl und kleinem Gefälle handelte, so schritt man zur Ausführung von vierfachen Turbinen, und um an Grundfläche zu sparen, führte man dieselben mit stehender Welle aus. Die Leiträder und Saugkessel ruhen vermittelst Säulen auf einer gusseisernen Bodenplatte auf, und die Kessel sind mit der Mauer kräftig verschraubt. Die Welle mit den vier Laufrädern und dem Rotor der Dynamomaschine werden von dem auf dem Zwischenboden befindlichen Ringspurlager getragen.

---

[4]) Aus W. Wagenbach, „Turbinenanlagen", Taf. IV.

[5]) Aus H. Rupp, „Das Elektrizitätswerk Hagneck", Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing., 1901, S. 937 u. ff.

Man findet auch Anlagen, wo das Spurlager auf dem Tragkreuz der Dynamomaschine ruht, wobei der Zwischenboden in Wegfall kommen kann. Man hat dadurch vor allem erreicht, dass das der Wartung und Besichtigung bedürftige Spurlager im Maschinensaal angebracht ist. Die Leiträder sind mit drehbaren Schaufeln versehen (vergl. Taf. LXIII, Fig. 1), und mit drei voneinander unabhängigen Regulierwellen verstellbar, sodass einzelne Kränze vollständig abgeschlossen werden können, wenn wenig Wasser vorhanden ist. Zur bequemen Besichtigung der oberen Leiträder sind dieselben mit Galerien umgeben. Mannlöcher in den Kesseln gestatten Besichtigung der Laufräder. Der Ablauf des Wassers findet durch zwei Saugrohre, die in Beton ausgeführt sind und sich zu einem einzigen vereinigen, statt. Um an Höhe zu sparen, sind die Laufräder ziemlich nahe aneinander gerückt worden; um aber dennoch genügend reichlich bemessenen Abfluss zu erhalten, wurden die Saugkessel mit einem rechteckigen Querschnitt ausgeführt (etwa 1,25.5 = 6,25 qm).

Ähnliche Anlagen sind auch in Rheinfelden (Taf. XLVII, Fig. 5 u. 6) und Beznau (Taf. LXIII, Fig. 1—3 und Taf. XXIV)[6]) ausgeführt worden.

Horizontalturbinen. Wie bereits erwähnt, findet bei Gefällen über ca. 5 m die horizontale Aufstellung am häufigsten Verwendung, wodurch die einfachste und sicherste Übertragung der Kraft stattfindet. Bis zu etwa 15 m Gefälle kann die Turbine in einem offenen Schacht angebracht werden. Wenn etwa 6 m hiervon als Sauggefälle ausgenützt werden, so entfallen auf den Schacht der Druckseite 9 m, vergl. Taf. XV, Fig. 3 u. 4. Während bei vertikaler Anordnung das Maschinenhaus über dem Schacht gebaut ist, und die Turbinen somit vom Laufkran des Maschinenhauses bestrichen werden können, so ist dieses bei horizontaler Anordnung nicht mehr der Fall. Denn hier wird das Maschinenhaus neben dem offenen Schacht angebaut und enthält nur die angetriebenen Maschinen, deren Wellen vermittelst Stopfbüchsen durch die Wand des Schachtes hindurchgehen. Zur Montage und Demontage der Turbinen bedient man sich in solchen Fällen entweder gewöhnlicher Flaschenzüge, die an Gerüsten angebracht werden oder besonderer über den Turbinen angebrachten Krane (vergl. die Anlage Lechwerk-Gersthofen, Taf. XLV, Fig. 4). Von den Traglagern ist gewöhnlich nur eines während des Betriebes zugänglich, die anderen müssen wasserdicht abgeschlossen und mittelst langer Rohre geschmiert werden.

Taf. LXVII, Fig. 2[7]), stellt eine horizontalachsige Einzelturbine in offenem Schacht dar, Anlage Glattfelden. Im Boden und in der Wand sind kräftige Fundamentringe eingemauert, an welche die Turbine angeschraubt ist. Zur Aufnahme des axialen Schubes des Laufrades dient ein Kammlager. Die Regulierwelle geht mittelst einer Stopfbüchse durch den Mauerring und wird aussen vom Regulator betätigt.

Taf. LXIX, Fig. 1—4[8]), stellen eine horizontalachsige Doppelturbine in offenem Schacht dar, Anlage Borstendorf. Bemerkenswert sind die Aussparungen in der Sohle der Turbinenkammer, wodurch der unteren Partie der Leiträder das Wasser mit geringer Geschwindigkeit zufliessen kann.

Taf. LXVIII[9]) stellt eine ähnliche Turbine dar, Anlage Lechwerk-Gersthofen. Beide Hauptlager sind durch Schaffung des gangbaren Kanales unter dem Ober-

[6]) Aus E. Reichel, „Turbinenbau auf der Weltausstellung in Paris 1900". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901. S. 1564.

[7]) Aus W. Wagenbach, „Turbinenanlagen", Taf. XVI.

[8]) Aus W. Wagenbach, „Turbinenanlagen", Taf. XVIII.

[9]) Aus Kurt Meyer, „Das Elektrizitätswerk Gersthofen am Lech". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1908. S. 1109.

wasserkanal während des Betriebes zugänglich gemacht worden, was eine teuere, aber sehr gute Konstruktion ist (vergl. Taf. XLV, Fig. 4).

Taf. LXVII, Fig. 4[10]), zeigt die Ansicht der Doppelturbinen für die Wasserkraftanlage Turbigo (Taf. VII, Fig. 1).

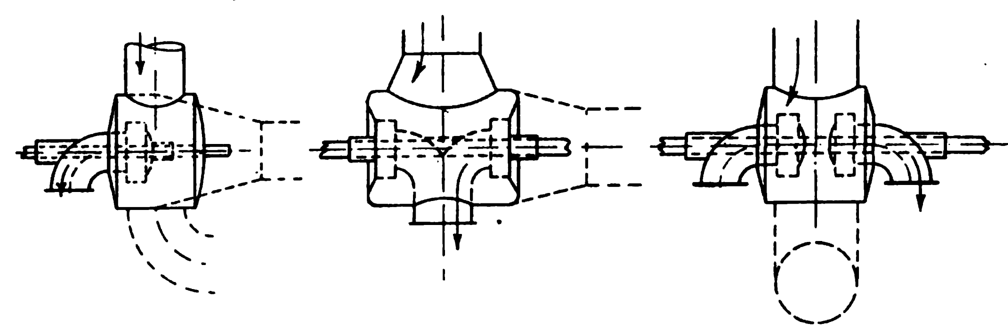
Taf. LXVII, Fig. 5[10]), zeigt die Ansicht einer vierfachen Turbine für die Anlage Wangen a. d. Aare. Durch einen eisernen Schacht, der bis zum Oberwasserspiegel hinaufführt, werden die mittleren Lager während des Betriebes ebenfalls zugänglich gemacht (Taf. XXIII, Fig. 2).

Taf. LXVII, Fig. 3[10]), zeigt die Ansicht einer sechsfachen Turbine für die Anlage Pasiano.

b) Francisturbinen in geschlossenem Gehäuse. Kann man das Wasser mittelst eines Kanales an das Maschinenhaus nicht hinleiten, oder ist das Gefälle höher als etwa 15 m, so stellt man die Turbine in einem geschlossenen Gehäuse auf, dem das Wasser durch eine eiserne Rohrleitung zugeführt wird. Da die Rohre bequem durch das Gelände geführt werden können, so hat diese Aufstellung gegenüber der Aufstellung im offenen Schacht den grossen Vorteil dass man in bezug auf den Platz für die Anlage

Verschiedene Aufstellungen von Kesselturbinen mit horizontaler Welle.

Abb. 329. Abb. 330. Abb. 331.



sowie in der Anordnung der Turbinen sehr frei ist. Ferner kann die Turbine im Maschinensaal selbst aufgestellt, einer ständigen Beaufsichtigung unterzogen und von dem Laufkran des Maschinenhauses bestrichen werden.

Während man bei den Turbinen in offenem Schacht die Zuleitung des Wassers so reichlich bemessen muss, dass geringe Wassergeschwindigkeiten und infolgedessen geringe Reibungs-, d. h. Gefällsverluste sowie günstige Bedingungen für eine gute Regulierung entstehen, so sind diese Verhältnisse bei den Gehäuseturbinen etwas ungünstiger, weil man hier im Interesse einer billigen Anlage die Rohr- und Gehäusedimensionen beträchtlich reduzieren wird.

Die horizontalachsige Aufstellung der Gehäuseturbinen ist die weitaus häufigere. Bei stark schwankendem Unterwasserspiegel muss man aber auch die Gehäuseturbinen mit stehender Welle ausführen.

Das Gehäuse, in welchem Leit- und Laufrad, manchmal auch der obere Teil des Saugrohres, aufgestellt werden, wird aus Eisen (Gusseisen oder Blech), bei hohen Gefällen auch aus Stahlguss hergestellt. Das einfachste Gehäuse ist der Blechkessel, ein Zylinder, in dem die Turbine mit der Welle parallel zur Zylinderachse aufgestellt wird. Der Zutritt kann dabei von oben, unten oder von der Seite stattfinden (s. Abb. 329 bis

10) Bildstock nach Photographie, welche dem Verf. von der betreffenden Turbinenfirma zur Verfügung gestellt wurde.

331). Eine andere häufig verwendete Gehäuseform ist das Spiralgehäuse (Taf. LXXI, Fig. 1 bis 4). Um das Leitrad herum ist ein rohrförmiges Gehäuse gelegt, welches der Wasserentnahme entsprechend einen abnehmenden Querschnitt hat. Von diesem Rohr tritt das Wasser direkt in das Leitrad hinein. Das Spiralgehäuse kann man so anbringen, dass der Eintritt in dasselbe von unten, oben oder von der Seite her stattfindet. Das Spiralgehäuse nimmt wenig Platz ein und vibriert nicht unter dem Einfluss des strömenden Wassers. Sein Hauptvorteil ist der, dass die Turbine die der Zuflussgeschwindigkeit, c, entsprechende Geschwindigkeitshöhe, $\left(\frac{c^2}{2g}\right)$, fast ganz ausnutzt.

Beide Gehäusekonstruktionen gestatten sowohl vertikal- als horizontalachsige Anordnung der Turbine.

Vertikalturbinen. Wegen des sehr schwankenden Unterwasserspiegels wurden die Turbinen der Anlage Kykkelsrud in Norwegen mit vertikaler Welle angeordnet. Vorläufig sind nur zwei Generatorturbinen à 3000 PS_e und zwei Erregerturbinen à 280 PS_e aufgestellt (Kap. II, 21, S. 490 und Taf. XXXIV, Fig. 7 und 8).

Die eine Generatorturbine, Taf. LXV, Fig. 1[11]), ist als Kesselturbine ausgeführt. Die Leitschaufeln sind feststehend, und ein Spaltschieber reguliert den Wasserzufluss. Ein Ringspurlager, das auf zwei kräftigen Blechträgern ruht, trägt die Welle, das Laufrad und den Rotor der Dynamomaschine. Drei Halslager sichern die Welle gegen seitliches Schwanken. Der Abfluss geschieht durch einen Betonkrümmer.

Die Erregerturbinen sind ebenfalls als Kesselturbinen ausgebildet (Taf. LXVII, Fig. 1)[11]). Der Leitapparat hat drehbare Schaufeln, das Laufrad ist auf einer hohlen gusseisernen Welle aufgekeilt, die auf einer Tragstange aufruht. Die Tragstange ruht auf einem Tragkreuz, das im Saugrohr befestigt ist. Vier Halslager sichern die Welle gegen seitliches Schwanken. Der Abfluss des Wassers findet durch ein eisernes Saugrohr statt.

Die zweite Generatorturbine (Taf. LXV, Fig. 2 und 3)[11]) ist als vertikale Spiralturbine ausgebildet. Das Spiralgehäuse ist in kräftiger Blechkonstruktion gehalten und besitzt der Festigkeit und guten Wasserführung wegen eine vertikale, spiralförmige Scheidewand. Der Leitapparat hat drehbare Schaufeln.

In Taf. LXIV, Fig. 3 und 4[12]) ist die 5500 PS_e Francisturbine der Niagara Falls Power Co. zur Darstellung gebracht[13]). Die Turbine mit dem Zuführungsrohr und den beiden Saugrohren ist in einem tiefen Schacht aufgestellt. Die Turbine ist eine Einzel-Francisturbine in Kesselgehäuse mit Spaltschieberregulierung und ausnahmsweise mit zwei Saugrohren ausgeführt. Die lange Welle ist abwechselnd aus kurzen Nickelstahlwellen mit angeschmiedeten Flanschen, welche die Führung bilden, und aus Ersparnisrücksichten aus langen Blechzylindern hergestellt. Auf einem Zwischenboden unterhalb der Dynamomaschine ist das Spurlager aufgestellt. Dieser Turbine in Konstruktion und Einbau ziemlich ähnlich sind die in Taf. LXIII, Fig. 5 und 6[14]) und Taf. LXIV, Fig. 1 und 2[15]) dargestellten 10000 PS_e Turbinen der Canadian Niagara Falls Power Co.

---

11) Aus J. Kinbach: „Ausnützung der Wasserkräfte des Glommens bei Kykkelsrud", Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904. S. 624 u. ff.

12) Aus „Neuere Turbinenanlagen", Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing., 1901. S. 1239.

13) Vergl. L. Zodel, Schweiz. Bauz. 1902. S. 67.

14) Aus W. Wagenbach, „Turbinenanlagen". Taf. XIV u. XV.

15) Vergl. L. Zodel, „Grosse moderne Turbinenanlagen", Schweiz. Bauz. 1904. S. 4 u. ff.

Der doppelten Kraft entsprechend sind sie aber als Zwillings- d. h. Doppelturbinen in Kesselgehäuse gebaut.

Horizontalturbinen. Die horizontale Aufstellung in Verbindung mit der Spiralform des Gehäuses hat sich immer mehr eingebürgert und ist diejenige Anordnung, die beim Entwerfen einer Anlage immer angestrebt wird. Es bestehen Ausführungen von nur einigen wenigen Pferdestärken an bis 12000 PS_e und mehr und für kleine Gefälle von 5 m an bis hinauf zu 130 m. Die Anordnung wird mit Einzelturbinen oder Doppelturbinen, selten mit Vierfachturbinen angetroffen. Die Doppelspiralturbine wird entweder mit einem gemeinsamen Spiralgehäuse und zwei getrennten Saugrohren (Taf. XVIII, Fig. 13) oder mit zwei getrennten Spiralgehäusen und einem gemeinsamen Saugrohr (Taf. LXXIV) angeordnet.

Die Aufstellungen der Kesselturbinen gehen aus Textfig. 329 bis 331 hervor.

Taf. LXXI[16]) zeigt eine Einzel-Spiralturbine mit horizontaler Welle für die Anlage Jajce gebaut. Die Turbine ist ein ausgeprägter Langsamläufer ($k_N = 43$). Der Leitapparat hat drehbare Schaufeln, das Laufrad ist separat auf einer Nabe aufgeschraubt. Vor dem Einlauf in das Spiralgehäuse ist eine Drosselklappe eingebaut, die vom Maschinensaal bedient werden kann. Die Welle ist rechts von dem einen Lager (Fig. 1) mittelst einer Zodelkupplung mit der Dynamomaschine gekuppelt. Fig. 9 zeigt eine Ansicht von den Leitschaufeln und dem Laufrad, nachdem der Deckel entfernt worden ist.

Taf. LXX[17]) zeigt eine Turbine der Anlage Morbegno. Die Welle der Dynamomaschine trägt in ihrer Verlängerung das Laufrad, der ganze Maschinensatz hat somit nur zwei Lager. Dadurch ist die Kupplung vermieden, und es entsteht eine sehr gedrängte Konstruktion.

Taf. LXXIII, Fig. 3—5[18]), Anlage Fure et Morge zeigen eine Einzel-Spiralturbine mit Regulierung durch einen Spaltschieber, welcher hier von der Saugrohrseite betätigt wird.

Auf der Taf. LXXIV[19]) ist die 11340 PS_e Turbine für die Ontario-Power Co. am Niagara dargestellt. Der Zulauf erfolgt schräg von unten durch zwei Spiralgehäuse aus Blech. In der Verlängerung des Zuflussrohres ist ein Sicherheitsventil angeordnet, welches dieselbe Aufgabe hat wie der im Abschnitt 12 erwähnte Nebenauslass, nämlich Drucksteigerungen zu verhüten. Die Leitapparate haben drehbare Schaufeln. Der Wasserabfluss geschieht durch ein gemeinsames Saugrohr. Die Welle hat wegen der grossen Länge drei Lager und ist zwischen den beiden Ästen des Saugrohres in zwei Stücke geteilt.

Taf. LXIX, Fig. 5 bis 8[20]) stellen die Turbine für die Anlage Paderno dar. Der Zufluss erfolgt schräg von unten, das Kesselgehäuse ist zweiteilig. Die Leitapparate sind mit dem Zodelschen Regulierschieber versehen. Der Abfluss erfolgt durch ein Betonsaugrohr, welches dem Unterwassergraben zu gekrümmt ist, sodass das Wasser ohne Stauung entweichen kann.

---

16) Aus E. Reichel, „Turbinenbau auf der Weltausstellung in Paris 1900", Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 1856 u. ff.

17) Aus Th. Koehn, „Der elektrische Betrieb mittelst Dreiphasendrehstrom auf den italienischen Vollbahnlinien in der Valtellina", Juli 1903.

18) Aus Ch. Lépine, „Les Installations Hydro-Électriques de la Société Fure et Morge", 1903.

19) Aus A. Ungerer, „Deutsche Turbinen am Niagara". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905. S. 2016.

20) Aus U. Ancona, „Die Kraftübertragung von Paderno nach Mailand". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899. S. 1121, und W. Wagenbach, „Turbinenanlagen", Tafel XLI u. XLII.

Taf. LXXII, Fig. 3 und 4 und Taf. LXXIII, Fig. 1 und 2[21]) zeigen eine Kesselturbine der Anlage Fure et Morge. Der Zufluss ist schräg von unten angeordnet, der Leitapparat hat feste Schaufeln und Spaltschieberregulierung, deren Betätigung von der Deckelseite erfolgt.

7. **Die Peltonturbinen** werden gebaut für Gefälle von etwa 50 m an bis zu den höchsten. Das höchste Gefälle, das in einer solchen Turbine ausgenutzt wurde, beträgt zurzeit 920 m. Die Konstruktion der Peltonturbine gestattet bei vorgeschriebener Kraftleistung eine weitgehende Rücksicht auf die Tourenzahl. Sie ist mit einfachen Mitteln regulierbar für veränderlichen Wasser- und Kraftverbrauch, ohne dass der Wirkungsgrad dabei wesentlich beeinflusst wird. Die Grenzen dieser vorteilhaften Regulierfähigkeit sind etwa halbe bis volle Beaufschlagung. Sie kann sowohl mit vertikaler (z. B. bei der Anlage Necaxa, vergl. S. 611) als horizontaler Welle aufgestellt werden. Die letzte Aufstellung kommt aber fast ausschliesslich zur Verwendung.

Die Peltonturbine (auch Peltonrad, Peltonmotor oder Becherturbine genannt) ist eine Druckturbine und muss deshalb so hoch aufgestellt werden, dass das Laufrad mit dem Unterwasser nicht in Berührung kommt, weil dieses die Leistung und den Wirkungsgrad sehr schädlich beeinflussen würde. Wo der Unterwasserspiegel stark variiert, gehen somit bei niedrigen Wasserständen mehrere Meter von dem Gefälle verloren. Bei recht hohen Gefällen macht dieses prozentual nur wenig aus. Eine Anwendung des Saugrohres ist auch bei den Peltonturbinen angängig, wird aber selten ausgeführt. Während im Saugrohr der Francisturbinen das Unterwasser bis zum Laufrad hinaufgehoben wird, so darf im Saugrohr der Peltonturbinen das Unterwasser nur bis etwa 1 m unterhalb des niedrigsten Punktes des Laufrades hinaufsteigen. Der Niveauunterschied zwischen dem Unterwasserspiegel im Saugrohr und demjenigen ausserhalb des Saugrohres bewirkt einen Druckabfall in dem Raum, in welchem sich das Laufrad und die Einlaufdüse befindet, sodass der absolute Druck an dieser Stelle kleiner wird als der äussere Luftdruck. Die Folge hiervon ist, dass das Wasser aus dem Leitrad mit einer gesteigerten Geschwindigkeit herausfliesst, was eine Steigerung der Turbinenleistung mit sich bringt. Damit nun das Unterwasser im Saugrohr höher stehe als der aussenliegende Unterwasserspiegel, muss das Gehäuse gegen die Aussenluft abgeschlossen sein, und die Unterkante des Saugrohres muss unterhalb des niedrigsten Wasserspiegels ausmünden. Es muss aber in den luftverdünnten Raum doch stetig etwas Luft hineingelassen werden, weil das die Laufradschaufeln verlassende Wasser fortwährend Luft mitreisst und zum Saugrohr hinausführt. Zu dem Zweck wird das Gehäuse durch einen Hahn gelüftet, der selbsttätig so viel Luft zuführt, wie vom Wasser jeweilig abgeführt wird, sodass der Unterwasserspiegel im Saugrohr auf gewünschter Höhe stehen bleibt. Der genannte Lufthahn wird zu diesem Zweck von einem Schwimmer betätigt, der die Variationen des Unterwasserspiegels mitmacht. Die Saugrohre der Peltonturbinen werden so gross ausgeführt, dass die Wassergeschwindigkeit klein ausfällt, und die bei Francisturbinen übliche Konicität derselben wird nicht verwendet.

In Abb. 332[22]) ist eine einfache Peltonturbine dargestellt, wie sie ursprünglich von Pelton konstruiert wurde. Sie besteht aus dem Einlauf mit dem Rohranschluss und der auswechselbaren Düse mit kreisrundem Querschnitt (d. h. Leitapparat) und der Reguliervorrichtung. Diese ist hier als eine Nadel ausgebildet, die in die Düsenöffnung

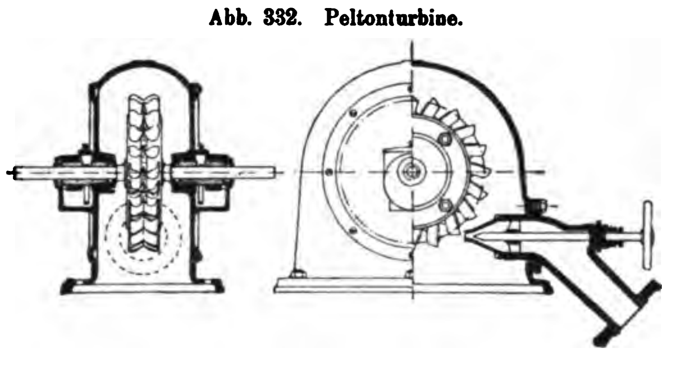
---

21) Aus Ch. Lépine, „Les Installations Hydro-Électriques de la Société Fure et Morge". 1903.

22) Zeichnung aus „Hütte".

mittelst Handrades oder auch mittelst eines automatischen Regulators hineingeführt wird und dadurch den Durchflussquerschnitt ändert. Bei zweckentsprechender Ausbildung dieser Düse und der Nadel lassen sich günstige Wirkungsgrade auch bei kleiner Beaufschlagung erreichen. Gegenüber anderen Konstruktionen hat die gezeigte Düse den Vorteil, dass kein Wasserverlust infolge von Undichtigkeiten entsteht. Das aus der Düse mit der Geschwindigkeit von angenähert $\sqrt{2gH}$ austretende Wasser strömt nun gegen die auf der Nabe sitzenden Laufradschaufeln, die in der Form eines Doppelbechers gestaltet sind. Die Form des Doppelbechers bedingt in der Mitte eine scharfe Schneide, welche den Wasserstrahl in zwei gleiche Hälften teilt. In jeder Hälfte werden nun die Geschwindigkeit und die Richtung des Wassers allmählich geändert, sodass es die Schaufel mit kleiner Geschwindigkeit in axialer Richtung verlässt. Darauf strömt das Wasser gegen die Wand und sinkt derselben entlang nach dem unter der Turbine befindlichen Unterwasserkanal. Welle, Lager und Gehäuse vervollständigen die Turbine. Aus der Doppelanordnung der Laufrad-Schaufel folgt, dass normalerweise kein einseitiger axialer Schub der Welle auftritt.

Abb. 332. Peltonturbine.



Taf. LXXVI, Fig. 4 bis 6 zeigen einen Einlauf mit Düse von rechteckigem Querschnitt und Regulierung durch eine Zunge. Die Zunge ist um einen Zapfen drehbar und wird von dem Regulator dem Kraftbedarf entsprechend verstellt.

Abb. 333. Düse mit Blendenregulierung (ausgeführt von der Firma Th. Bell, Kriens bei Luzern).

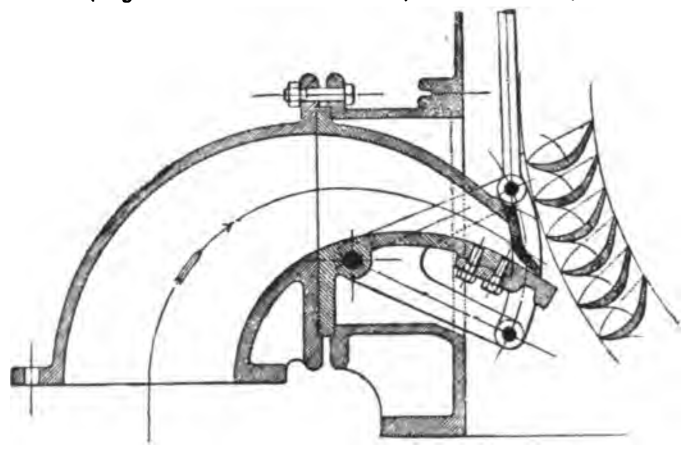


Abb. 333[23]) zeigt einen Einlauf mit rechteckigem Querschnitt nebst Regulierung. Auf der Aussenseite der Düse befindet sich eine um Zapfen drehbare Blende, die je nach ihrer Stellung die Grösse des Ausflussquerschnittes ändert. In der Abbildung ist die Blende ganz heruntergelassen, die Düse also geschlossen.

Abb. 334[24]) stellt eine Peltonschaufel in perspektivischer Ansicht dar. Die mittlere Schneide, die den Wasserstrom in zwei Hälften teilt, sowie die beiden zylinderförmigen Flächen, an denen das Wasser entlang fliesst, sind recht deutlich ersichtlich. Diese Schaufeln werden meist einzeln hergestellt, bearbeitet und dann auf der Laufradscheibe befestigt. Sie werden bei kleineren Gefällen aus Gusseisen, bei hohen Gefällen oder bei unreinem Wasser aus Bronze oder sogar Stahlguss gemacht.

[23]) Abb. aus W. Müller, Francisturbinen.

[24]) Abb. aus W. Müller, Francisturbinen.

Löffelturbinen sind ebenso wie die Peltonturbinen nach dem Aktions- oder Druckprinzip (s. Abschn. 2) konstruiert, aber sie sind radial von aussen beaufschlagt mit teilweiser axialer Ablenkung, während die Peltonturbinen Axialturbinen sind. Abb. 334 zeigt einen Schnitt durch ein Löffelrad, an welchem die radiale Durchströmung des Wassers ersichtlich ist. Da die Schaufelzahl bei den Löffelrädern verhältnismässig sehr gross sein muss, und die Befestigung so vieler Schaufeln konstruktive Schwierigkeiten bietet, so werden die Schaufeln in einem Stück mit der Laufradscheibe gegossen, oder als ein Ring hergestellt, der mit der Nabe verschraubt wird.

Taf. LXXVI, Fig. 4—6[25]) stellen die für das Kubelwerk gebaute 500 PS_e-Turbine dar. Sie besteht aus einem Gehäuseunterteil, der als Fundamentrahmen ausgebaut ist und die beiden Lager trägt. Auf demselben sitzt der Gehäuseoberteil, der den Regulator und die Einläufe trägt. An dem Einlaufkrümmer ist der Nebenauslass (s. Abschnitt 12) angebracht; derselbe wird vom Regulator gesteuert und zwar so, dass eine plötzlich schliessende Bewegung des Regulators ein Öffnen des Nebenauslasses bewirkt, damit der Überschuss an Wasser zum Nebenauslass herausfliesst, ohne die für den Reguliervorgang und für die Festigkeit von Turbine und Rohrleitung schädliche Drucksteigerung hervorzurufen. Die Konstruktion des Nebenauslasses ist so eingerichtet, dass sich die Öffnung selbsttätig und langsam wieder schliesst, wodurch ein Vergeuden von Wasser vermieden wird. Um auf die verlangte Kraft und Umdrehungszahl zu kommen, ist die Turbine mit zwei Düsen versehen. Zwei Laufräder, die als Löffelräder konstruiert sind, nehmen das Wasser der Düsen auf.

Abb. 334. Eine Peltonschaufel.



Taf. LXXVI, Fig. 1—3[25]) zeigen die 1000 PS_e-Turbinen für das Kubelwerk. Die Konstruktion ist derjenigen der vorigen Turbine im wesentlichen ähnlich. Die Laufräder haben angegossene Peltonschaufeln und die Einlaufdüsen haben Blendenregulierung. Im ganzen sind es sechs Düsen, die auf zwei Laufräder gerichtet sind (vergl. S. 415).

Taf. LXXVI, Fig. 7—9[26]) zeigen die für das Elektrizitätswerk Vouvry gebaute Turbine. Das Nettogefälle dieser Anlage beträgt etwa 900 m. Die Turbine hat zwei Leitdüsen, von welchen das Wasser auf ein Laufrad wirkt. Die eine Düse ist regulierbar und wird von einem Regulator verstellt. Die andere Düse arbeitet stets voll geöffnet. Das Laufrad ist fliegend auf die Welle der Dynamomaschine aufgekeilt, wodurch eine sehr gedrängte Konstruktion erreicht wird, da die Kuppelung und die Turbinenlager in Wegfall kommen können.

Taf. LXXVI, Fig. 11 und 12[26]) zeigen eine andere für dieselbe Anlage gelieferte Turbine, welche im wesentlichen der vorigen gleich ist.

8. Radiale Girard- oder Schwamkrugturbinen werden heutzutage nur für Hochdruckanlagen verwendet. Früher kamen sie auch bei Mittelgefällen vor, wurden aber auf diesem Gebiet vollständig von den Francisturbinen verdrängt. Auch bei Hochgefällen haben sie eine harte Konkurrenz zu bestehen, nämlich mit den Peltonturbinen, denen vielfach der Vorzug gegeben wird. Bei der Besprechung der Francisturbinen wurde angegeben, dass die niedrigste Charakteristik derselben etwa 50 beträgt. In Abschnitt 3 wurde angegeben, dass die höchste Charakteristik der Peltonturbinen etwa 20 beträgt.

---

25) Aus Kürsteiner, „Das Elektrizitätswerk Kubel". Schweiz. Bauz. 1904. Nr. 14—24.

26) Aus Kurt Meyer, „Das Elektrizitätswerk Vouvry". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 919 u. ff.

Hierfür kann man noch Turbinen mit einer Düse anwenden. Für den Wirkungsgrad wäre es aber besser, Turbinen mit zwei Düsen zu verwenden. Ist die Charakteristik höher als 20, muss man jedenfalls mehrere Düsen anwenden und das macht die Konstruktion kompliziert und teuer. Man kann deshalb sagen, dass das Feld, für welches die Schwamkrugturbinen in Frage kommen, zwischen den Charakteristiken 50 und 20 liegt. Darüber hinaus, etwa bis $k_N = 75$, haben sie einen schweren Kampf mit den Francisturbinen zu bestehen und unter 20 treten ihnen die Peltonturbinen mit Erfolg entgegen.

Die radiale Girardturbine, auch Schwamkrugturbine genannt, ist eine radial, von innen beaufschlagte Druckturbine und muss deshalb über dem höchsten Unterwasserspiegel aufgestellt werden ebenso wie die Peltonturbinen. Bei schwanken-

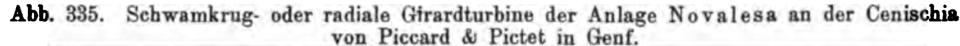
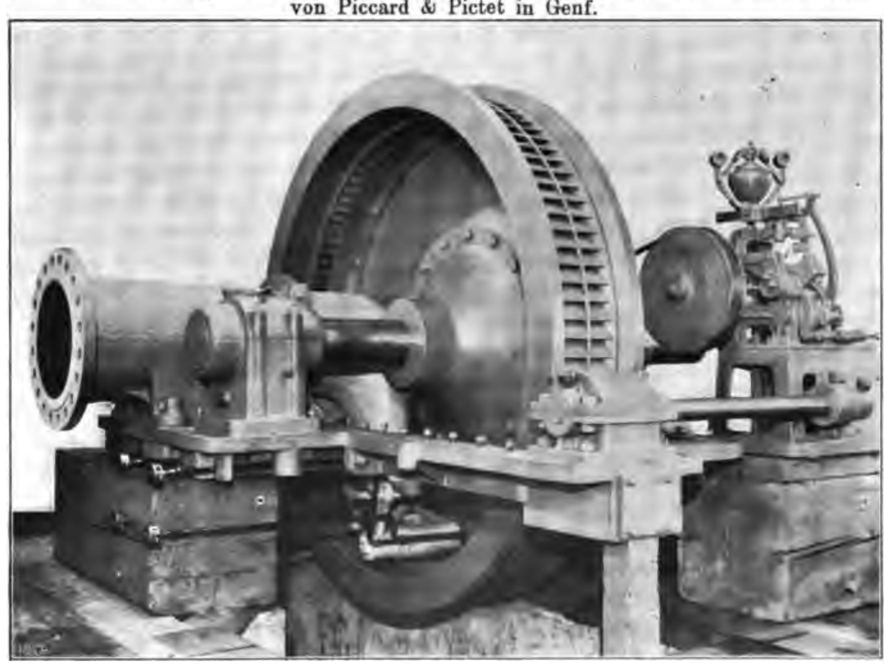


Abb. 335. Schwamkrug- oder radiale Girardturbine der Anlage Novalesa an der Cenischia von Piccard & Pictet in Genf.



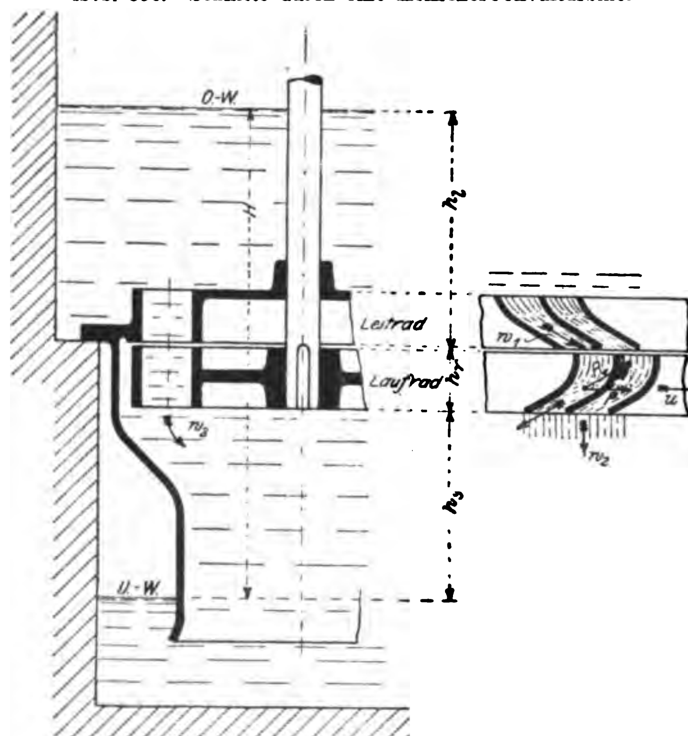
dem Unterwasser gehen folglich zu gewissen Zeiten einige Meter vom Gefälle verloren. Eine Anwendung des Saugrohres ist wie bei den Peltonturbinen möglich. Ihre Regulierfähigkeit ist gross, sodass der Wirkungsgrad bei verminderter Beaufschlagung noch gut ist, und sie ist, wie aus der Charakteristik hervorgeht, sehr anpassungsfähig in Bezug auf die Umdrehzahl bei gegebenem Gefälle und Leistung. Die erzielten Wirkungsgrade betragen etwa 75 bis 80%. Sie wird bei niedrigerer Charakteristik als Partialturbine, bei hoher als Vollturbine gebaut. Die Regulierung des Leitapparates geschieht beispielsweise mittelst schwingbaren Blenden (vergl. Taf. LXXV, Fig. 3), wodurch der Durchflussquerschnitt dem Kraft- und Wasserverbrauch entsprechend reguliert wird. Wenn nötig, wird die Zahl der Düsen vergrössert, wodurch die Schluckfähigkeit wächst. Genügt ein blosses Vermehren der Düsen nicht, kann man zu anderen Konstruktionen greifen, welche die Schluckfähigkeit noch mehr vergrössern. Die Laufräder sind meistens aus Gusseisen. Aus gusstechnischen Gründen und wegen der Auswechselbarkeit abgenutzter Räder werden Naben und Schaufelkränze getrennt hergestellt und miteinander verschraubt.

Taf. LXXV, Fig. 1—3[27]) zeigen die Turbinen für die Anlage Vernayaz. Der Zufluss erfolgt durch das unterhalb der Welle liegende Rohr von 300 mm. Dm., an welches die Düse angeschraubt ist. An das Rohr ist auch das eine Lager befestigt. Die Regulierung geschieht mittelst einer schwingbaren Blende. Das Wasser strömt nach Verlassen des Laufrades radial nach aussen, hier nach unten. Das Laufrad ist als ein besonderer Schaufelkranz hergestellt, der an die Nabe angeschraubt ist. Um den Kranz liegen zwei stählerne Schrumpfringe von erheblichem Gewicht, welche die Festigkeit erhöhen und als Schwungrad dienen.

Abb. 335 zeigt die Ansicht einer ähnlichen für die Anlage Novalesa gebauten Turbine (vergl. Seite 376). Das Gehäuse der Turbine ist abgehoben.

9. Andere Turbinensysteme. Die beschriebenen drei Systeme, die Francis-, die Pelton- und die radiale Girard- oder Schwamkrugturbine, sind die jetzt gebräuchlichsten Turbinensysteme. Der Vollständigkeit halber sind nachstehend einige Turbinen angeführt, die teils früher gebaut wurden, teils aus besonderen Gründen eine aussergewöhnliche Konstruktion erhielten.


Abb. 336. Schnitte durch eine Henschel-Jonvalturbine.



Die Henschel-Jonvalturbine (vergl. Seite 6) ist eine Überdruckturbine mit axialem Durchfluss. Ihre konstruktive Durchführung ist anscheinend eine sehr einfache, aber sie lässt sich nicht so rationell regulieren wie die Francisturbine, der sie, da die Elektrotechnik grosse Anforderungen an die Regulierfähigkeit stellt, hat weichen müssen. Sie wurde mit vertikaler und horizontaler Welle, in einfacher und doppelter Anordnung, mit und ohne Saugrohr, in offenem Schacht oder geschlossenem Gehäuse, für niedrige Gefälle bis zu etwa 40 m gebaut. Abb. 336[28]) zeigt einen Schnitt durch eine Jonvalturbine in offenem Schacht mit Saugrohr. Verglichen mit Abb. 328, S. 963, fällt der charakteristische, rein axiale Durchfluss ohne weiteres auf.

Die axiale Girardturbine ist eine Druckturbine mit axialem Durchfluss. Sie muss über dem höchsten Unterwasserspiegel aufgestellt werden, nutzt somit nicht immer das ganze vorhandene Gefälle aus. Sie wurde als Vollturbine und als Partialturbine, in offenem Schacht oder geschlossenem Gehäuse, für niedrige Gefälle bis auf etwa 50 m, immer mit vertikaler Welle gebaut. Ihre Regulierfähigkeit ist eine ganz

[27]) Aus E. Reichel, „Turbinenbau auf der Weltausstellung in Paris 1900". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901. S. 1634.

[28]) Abb. aus Quantz: „Wasserkraftmaschinen", 1907, S. 26.

gute, aber auch dieses Turbinensystem ist von den Francisturbinen verdrängt worden. Äusserlich ist die axiale Girardturbine der Jonvalturbine fast ähnlich. Der Unterschied liegt im wesentlichen in der Schaufelung und der Verwendung ohne Saugrohr.

Um den Vorteil der Jonvalturbine, nämlich die Eigenschaft, dass sie im Stauwasser oder mit Saugrohr ohne Beeinträchtigung des Nutzeffektes arbeiten kann, mit dem Vorteil der Girardturbine, dass sie sich verhältnismässig gut regulieren lässt, zu verbinden, konstruierte man vor dem Durchdringen der Francisturbinen axiale Grenzturbinen. Dieselben unterscheiden sich von den Jonval- oder Girardturbinen äusserlich nicht, sondern nur in der Schaufelung. Es genügt hier zu erwähnen, dass die Grenzturbine in das Gebiet gehört, wo sich die Prinzipien der Druckturbine und der Überdruckturbine gerade berühren (daher der Name).

Man kann übrigens auch Radialturbinen nach dem Prinzip der Grenzturbinen ausführen. Eine solche Turbine zeigt Taf. LXXV, Fig. 4 bis 8[29]), die für die Anlage Montbovon gebaut ist. Die Turbine ist als innen beaufschlagte Radialturbine mit vertikaler Welle ausgeführt, deren Schaufelung nach dem Grenzprinzip konstruiert ist. Das Wasser strömt von rechts durch die Drosselklappe zu und biegt dann nach oben um, worauf es den Leitapparat mit den festen Schaufeln durchfliesst. Der Wasserzufluss wird durch einen vertikal bewegten Ringschieber im Spalt reguliert. Das Laufrad umschliesst das Leitrad und ist fliegend auf das untere Ende der Dynamowelle angebracht. Nach Verlassen des Laufrades tritt das Wasser in den Saugkessel aus, der sich als Saugrohr fortsetzt.

Taf. LXXII, Fig. 1 und 2[30]), zeigt eine ähnliche Turbine aber mit horizontaler Welle für die Anlage Les Clées (vergl. Seite 405).

Die Abbildungen der Taf. LXVI[31]) (Anlage Forces Motrices du Rhône) zeigen eine sogenannte Konusturbine, für grosse Leistungen bei niedrigen und schwankenden Gefällen, welche ebenfalls der Francisturbine hat weichen müssen. Die Konusturbine ist ein Zwischending zwischen einer Jonval- und einer Francisturbine. Das Wasser strömt diagonal nach unten. Die erwähnte Turbine ist dreikränzig, und jeder Kranz hat seine eigene Reguliervorrichtung, die nach Wasserstand und Kraftbedarf getrennt oder zusammengekuppelt vom Regulator betätigt werden kann. Das Spurlager ist auf dem Gehäusedeckel angebracht und durch einen grossen Entlastungskolben (P) entlastet.

Taf. LXII, Fig. 4 bis 7[32]) zeigen eine Konusturbine in offenem Schacht für das Elektrizitätswerk Chèvres. Es sind je eine Turbine in zwei Etagen an derselben Welle angeordnet. Die Turbine der unteren Etage arbeitet bei hohen Gefällen allein, während beide zusammen arbeiten, wenn infolge von Hochwasser das Gefälle zurückgeht. Fig. 7 zeigt einen Schaufelschnitt mit sogenannter Gitterschieberregulierung. Die gezeichnete Stellung zeigt den Leitapparat in geschlossenem Zustand. Wird der äussere Ring gedreht, so werden die Durchflussöffnungen frei.

Taf. LXIII, Fig. 4[33]) zeigt eine Konusturbine der Anlage La Goule, die sich einer Francisturbine stark nähert. Die Regulierung derselben geschieht nach Art der

---

29) Aus E. Reichel, „Turbinenbau auf der Weltausstellung in Paris 1900", Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, S. 1391 und W. Wagenbach, „Turbinenanlagen", Taf. XLIV.

30) Einer Broschüre der Maschinenfabrik Örlikon entnommen.

31) Aus René Chauvin, „Constructions du Canal de Jonage", Taf. LII.

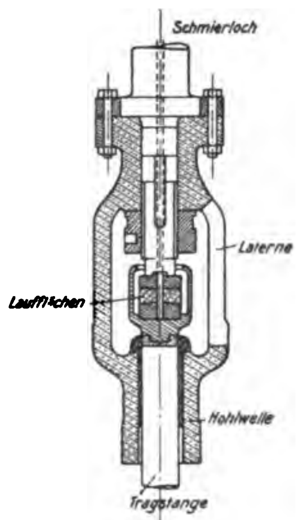
32) Aus Fr. Hey, „Wasserkraftanlage Chèvres bei Genf". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1896. S. 1230 und Th. Turrettini, „Usine de Chèvres".

33) Einer Broschüre der Maschinenfabrik Oerlikon entnommen.

Zodelregulierung. Es ist diese Anordnung ein Umbau einer älteren Axialturbine. Auch hier ist ein Entlastungskolben angebracht, dessen untere Seite Wasser von der Druckleitung durch ein besonderes, nicht eingezeichnetes Rohr erhält, wodurch die Welle gehoben, bezw. der Spurzapfen entlastet wird.

10. Lagerung und Kupplung von Turbinenwellen. Vertikale Wellen werden entweder als gusseiserne Hohlwellen, die sich auf einer schmiedeisernen Tragstange stützen oder als Vollwellen aus Schmiedeisen oder Flusstahl, die an einem Ringzapfen aufgehängt sind, ausgeführt, in beiden Fällen mit hochwasserfrei gelegenem Spurzapfen. Beispiele der Verwendung von Gusswellen bieten die Anlagen Marbach (vergl. Taf. LXI, Fig. 1) und Kykkelsrud (Erregerturbine) (Taf. LXVII, Fig. 1). Die Verwendung von Vollwellen mit Ringspurzapfen, die bei allen grösseren Turbinen vorkommen, geht aus der Beschreibung von Hagneck (vergl. Taf. LXII, Fig. 1), Niagara (vergl. Taf. LXIII, Fig. 5), Kykkelsrud (vergl. Taf. LXV, Fig. 1) hervor.

Abb. 337. Spurlager.



Zur Sicherung der Wellen gegen seitliches Schwanken werden Halslager (Taf. LXIII, Fig. 2 u. 3 und Taf. LXVII, Fig. 1) angebracht und zwar möglichst nahe an den rotierenden Teilen.

Zum Tragen von Welle, Rädern, ev. Wasserdruck usw. dienen Spurlager. Abb. 337 zeigt ein solches für eine Hohlwelle. Die Laufflächen werden von oben geschmiert. Durch die Schraube ist die Möglichkeit einer Höhenverstellung nach erfolgter Abnutzung geboten.

Taf. LXIII, Fig. 5 zeigt ein Ringspurlager. Die Laufflächen umschliessen die Stahlwelle. In den Laufflächen ist, wenn grosse Gewichte zu tragen sind, ein kreisförmiger Hohlraum, in dem Öl von hoher Pressung (etwa 20 Atm.) hineingepresst wird, eingedreht. Dadurch werden Entlastung und gute Schmierung erreicht. Weitere Entlastung wird wenn nötig durch besondere Kolben (s. Taf. LXIII, Fig. 4, sowie Taf. LXVI, Fig. 3, P, u. A.) erzielt.

Horizontale Wellen werden aus Schmiedeisen, Flusstahl oder in besonderen Fällen sogar aus Nickelstahl hergestellt. Sie werden von Traglagern unterstützt, die möglichst nahe an den rotierenden Teilen angebracht sind. Heutzutage werden hierfür selbstschmierende Lager (Ringschmierlager) verwendet. Liegen solche Traglager im Wasser, so werden sie mittelst Stopfbüchsen abgedichtet. Zur Aufnahme von axialen Schüben, die vom Wasserdruck auf dem Laufrad herrühren und unter Umständen recht beträchtlich ausfallen können, dienen Kammlager (vergl. Taf. LXXIV, Fig. 1, rechts) oder am Ende der Welle angebrachte Spurlager (vergl. Taf. LXXII, Fig. 3).

Wegen Herstellung, Montage und Transport können die Wellen nur in beschränkter Länge, etwa 5 bis 8 m angefertigt werden. Ist der Wellenstrang länger, so werden die Wellenstücke untereinander mittelst Kupplungen verbunden. Die gebräuchlichsten Kupplungen sind die Schalen-Kupplungen (Abb. 338), die Scheibenkupplungen (Abb. 339) und die Zodelkupplungen (Abb. 340). Die zwei ersten Kupplungen sind starr, die letzte ist elastisch und isolierend. Bei Übertragung grosser Kräfte werden Scheibenkupplungen, deren Scheiben in einem Stück mit den Wellen geschmiedet sind, verwendet (S. Kykkelsrud, Taf. LXV, Fig. 1, Niagara, Taf. LXXIV, Fig. 1 u. a.). Ein Beispiel von der Kupplung einer gusseisernen Hohlwelle mit einer schmiedeisernen

Welle mittelst Scheibenkuppelung zeigt Abb. 337. Auf Taf. LXXIII, Fig. 3 ist eine Kautschukbandkupplung dargestellt. Schlingen aus Kautschuk verbinden die vorstehenden Zapfen der beiden Kupplungshälften. Kupplungen erfordern exakte Herstellung und Montage. Schlecht montiert verursachen sie ein Heisslaufen der Lager.

Zur Kupplung der Turbinenwellen mit den Wellen der Dynamomaschinen dienen ebenfalls die oben genannten Kupplungen.

Abb. 338. Schalenkupplung.

Abb. 339. Scheibenkupplung.

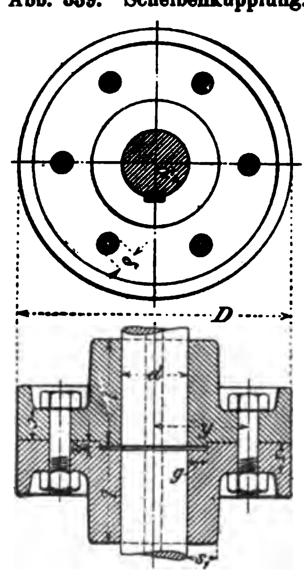
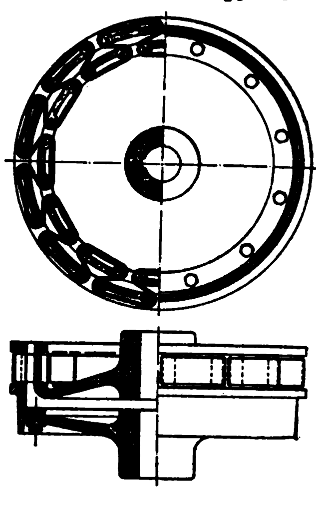


Abb. 340. Zodelkupplung.



11. Turbinenbremsung und Wassermessung. Die von einer Turbine abgegebene Leistung N in PS_e wird mit einem Bremsdynamometer (s. „Hütte") gemessen oder, wenn die Turbine mit einer Dynamomaschine direkt gekuppelt ist, mittelst der Ablesungen an den elektrischen Instrumenten unter Berücksichtigung des Wirkungsgrades der Dynamomaschine und der Phasenverschiebung festgestellt. Ist die Welle, an der die Kraftmessung erfolgt, nicht direkt mit der Turbinenwelle gekuppelt, sondern etwa mittelst Riemen oder Zahnräder angetrieben, so gestaltet sich die Leistungsmessung schwieriger, weil der Kraftverbrauch dieser Übertragungsmittel festzustellen und zu der abgelesenen Kraft hinzuzuzählen ist.

Zur Ermittelung des Wirkungsgrades der Turbine müssen Nettogefälle (auch Nutzgefälle oder effektives Gefälle genannt) und verbrauchte Wassermenge festgestellt werden. Bei Francisturbinen in offenem Schacht ist das Nettogefälle gleich dem Höhenunterschied zwischen Oberwasserspiegel und Unterwasserspiegel direkt bei der Turbine gemessen. Bei Turbinen mit langer Zuleitung dagegen nicht, denn im letzten Fall treten Reibungsverluste im Rohr auf, die der Turbine nicht angerechnet werden dürfen (vergl. Formel 24, S. 888). Um das Nettogefälle zu erhalten, verbindet man möglichst nahe an der Turbine das Druckrohr mit einem Manometer und misst damit den Druck. Bei Francisturbinen hat man dann den Höhenunterschied zwischen der Stelle, wo der Druck gemessen wird und dem Unterwasserspiegel unmittelbar an der Turbine noch hinzuzuzählen.

Die Messung des U.W.-Spiegels gestaltet sich in den meisten Anlagen schwierig, wenn nicht schon beim Bau des Maschinenhauses die nötigen Vorkehrungen getroffen werden, um den U.W.-Spiegel bequem erreichen zu können (Mannlöcher im Fussboden, Messchächte u. dgl.).

Bei Pelton- und Schwamkrugturbinen ohne Saugrohr hat man den Höhenunterschied zwischen der Druckstelle und der Düsenmitte hinzuzuzählen. Bei Pelton- und

Schwamkrugturbinen mit Saugrohr ist ferner die Ablesung eines an den Saugraum angeschlossenen Vakuummeters hinzuzuzählen.

In denjenigen Fällen, wo das Wasser an der Anschlusstelle für das Manometer eine grosse Geschwindigkeit besitzt, muss ausserdem noch der Einfluss der Zuflussgeschwindigkeit berücksichtigt werden. Die Geschwindigkeit (c) repräsentiert nämlich eine Geschwindigkeitshöhe $\frac{c^2}{2g}$, die das Manometer nicht anzeigt, welche aber bei den meisten Konstruktionen der Turbine zugute kommt. Nach vorgenommener Wassermessung kann dieser Faktor leicht berücksichtigt werden. Die Summe dieser Faktoren ergibt das Nettogefälle H.

Das totale oder Bruttogefälle einer Wasserkraftanlage ist der Höhenunterschied zwischen Oberwasserspiegel beim Wehr und dem Unterwasserspiegel bei der Ausmündung in den Fluss. Dieses Gefälle kann natürlich unter Umständen bedeutend grösser sein als das für die Turbine massgebende Nettogefälle.

Die Messung der Wassermenge ist bedeutend schwieriger. Wenn es sich um grössere Mengen handelt, geschieht die Messung am besten mit einem Woltmanschen Flügel (vergl. S. 202 u. ff.). Zur Verwendung desselben ist im Oberwasser- oder Unterwasserkanal eine längere gerade Strecke gleichen Profiles erwünscht. Auf der Mitte dieser Strecke wird das Kanalprofil genau ermittelt, und die Wassergeschwindigkeit wird mittelst des Flügels an vielen Stellen des Profiles festgestellt. Die Länge der geraden Strecke sollte etwa 5 bis 10 m sein, aber man kann schliesslich auch unter ungünstigeren Umständen Messungen vornehmen. Beispielsweise wurde das Wasser in der Anlage Kykkelsrud hinter dem Rechen, vergl. Taf. XXXIV, Fig. 7 u. 8 mit Woltman-Flügel gemessen.

Bei kleinen Wassermengen wird meistens mit Überfällen gemessen (vergl. Kap. I, § 4, S. 195 und Kap. III, § 1, S. 621 u. ff.). Da die Beiwerte μ bei den verschiedenen Formeln für die Berechnung der Wassermenge stark schwanken, je nach der Beschaffenheit des Überfalles, so ist darauf zu achten, dass man diejenigen Werte von μ anwendet, innerhalb deren Gültigkeitsbereich der verwendete Überfall an Grösse und Form liegt. Am besten ist es, wenn man in den Kanal ein Gerinne aus Holz mit Überfall genau so einbaut, wie der Autor, dessen Werte von μ man verwenden will, bei seiner Ermittelung der Überfallbeiwerte verwendete. Nur mit solchen Überfällen und wenn bei der Ablesung der Überfallhöhen genau so verfahren wird wie beim Originalüberfall, kann man zuverlässige Resultate erhalten. Hat man erst diesen Überfall gebaut, ist das Messen selbst sehr bequem und schnell auszuführen im Gegensatz zu den Messungen mit dem Woltman-Flügel, die oft so lange dauern, dass man während der Messzeit den Wasserspiegel an der Messtelle auf konstanter Höhe nicht halten kann.

In Rohrleitungen kann die Wassermenge mittelst der Pitotschen Röhren (S. 200) oder des Woltman-Flügels gemessen werden. Diese Apparate werden durch ein Loch in der Rohrwandung hinein gesteckt, und die Geschwindigkeiten längs eines Durchmessers können nun festgestellt werden. Wenn die Geschwindigkeiten unregelmässig ausfallen, muss längs mehreren Durchmessern gemessen werden.

Die Schirmmessung[34]) erfordert einen offenen Kanal gleichen Profiles von 10 bis 30 m Länge. Da die Kanäle der Hochdruckanlagen bequem so angelegt und bei kleineren Wassermengen solche Kanäle aus Holz verhältnismässig leicht beschafft werden können, so wird sich dieses genaue und rasche Messverfahren offenbar bald einbürgern. In den Kanal wird ein Schirm, der das Profil mit geringem Spiel ausfüllt,

[34]) Vergl. K. Schmitthenner, „Ein neues Wassermessverfahren". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1907. S. 627.

hineingelassen und vom Wasser mitgeführt. Die Wanderung des Schirmes mal dem Kanalquerschnitt ergibt die Wassermenge für die Beobachtungszeit.

Nachdem die Turbine bei einer bestimmten Beaufschlagung auf ihre Umdrehungszahl gebracht ist, werden N in PS_e, H in m und Q in cbm/sek. nach dem Vorstehenden bestimmt. Die theoretisch vorhandene Energie beträgt 1000 . Q . H, während die nutzbare Arbeit zu 75 . N gemessen wurde, beides in mkg/sek. ausgedrückt. Der Gesamt-Wirkungsgrad der Turbine ist somit: $e = \frac{75 \cdot N}{1000 \cdot Q \cdot H}$.

12. Geschwindigkeitsregulatoren und Nebenauslässe. Die meisten angetriebenen Maschinen, insbesondere die Dynamomaschinen, stellen grosse Anforderungen an die Gleichmässigkeit der Umdrehungszahl. Es wird verlangt, dass sich dieselbe bei schwankendem Kraftbedarf möglichst wenig ändere. Eine unregulierte Turbine würde bei einer Entlastung eine höhere[35]), bei einer Überlastung eine niedrigere Umdrehungszahl annehmen als die normale. Veränderungen in der Umdrehungszahl treten auch bei schwankendem Gefälle auf. Die automatischen Geschwindigkeitsregulatoren sind an die Turbinen angeschlossene Maschinen, welche die Umdrehungszahl innerhalb der zulässigen Grenzen halten.

Die Konstruktion und Wirkungsweise der Regulatoren gehen aus folgender Beschreibung hervor[36]):

„Weil bei einem Wassermotor, dem die Arbeit in Form einer bestimmten pro Sekunde von einer gegebenen Höhe herabfallenden Wassermenge geboten wird, das Gefälle möglichst unverändert zu erhalten ist, kann eine Regulierung nur dadurch eingeleitet werden, dass die dem Motor zugeführte W a s s e r m e n g e veränderlich gemacht wird. Da die Wassermengen aber je nach der Stärke des Motors und dem Gefälle ausserordentlich verschieden sein können, so ist ersichtlich, dass eine sehr grosse Mannigfaltigkeit in den Mitteln vorhanden sein wird, mit welchen die Wassermengen unmittelbar auf der Turbine veränderlich gemacht werden. Aber auch hier kann man, wie bei den Dampfmaschinen, bestimmte Gruppen unterscheiden, und auch da ist der dort aufgestellte Satz richtig, dass sich eine Regulierung um so besser bewährt, je einfacher sie ist und je weniger Gelenke und bewegte Teile sie besitzt. Es haben sich daher auch hier gewisse Konstruktionen als typisch herausgestellt und finden immer allgemeinere Verbreitung.

Ebenso wie bei den Dampfmaschinen ist ein Zentrifugalregulator der Ausgangspunkt für die Regulierung; während es aber bei den Dampfmaschinen durch besonders empfindliche Konstruktionen möglich ist, den Zentrifugalregulator unmittelbar auf die Dampfverteilung bestimmend einwirken zu lassen, hat man bei den Turbinen Zwischenglieder nötig; denn die Arbeitsfähigkeit eines Zentrifugalregulators reicht nicht aus, um die meist bedeutenden Widerstände zu überwältigen, welche mit der Wasserzufuhr zur Turbine verbunden sind. Das wird auf den ersten Blick klar, wenn man sich eine Turbine vorstellt, die bei verhältnismässig geringem Gefälle und grossen Wassermengen für starke Arbeitsschwankungen eingerichtet werden soll.

Der Zentrifugalregulator fasst daher nicht unmittelbar die Reguliervorrichtung der Turbine an, sondern wird dazu benutzt, eine Art Steuerung für eine weitere Vorrichtung zu betätigen, durch welche eine motorische Kraft ausgelöst wird, die nun erst die Reguliervorrichtung an der Turbine in Bewegung setzt. Diese Vorrichtung wird Servomotor genannt, und man wird je nach der Energieform, durch welche sie wirksam wird, mechanische, hydraulische, elektrische und dergl. Servomotoren zu unterscheiden haben. Es werden sich also bei den selbsttätigen Reguliervorrichtungen für Turbinen ganz allgemein vorfinden:

1. Der Zentrifugalregulator C,
2. die von diesem beeinflusste Steuerung des Servomotors S,
3. der Servomotor M selbst und
4. die vom Servomotor bewegte Reguliervorrichtung R unmittelbar an der Turbine (s. Abb. 341 und 342).

---

35) Die grösste Umdrehungszahl, welche eine Wasserturbine überhaupt annehmen kann, ist 1,8 mal der normalen Umdrehungszahl.

36) Aus E. Reichel, Turbinenbau auf der Weltausstellung in Paris 1900. S. Z. d. V. D. I. 1900. S. 1118 u. f.

Mit der Anordnung dieser vier Konstruktionsglieder wäre aber noch keine Regulierung zu erzielen, die den praktischen Bedürfnissen genügt. Jede Einwirkung des Zentrifugalregulators hätte zwar eine Betätigung des Servomotors zur Folge, aber so lange, dass ein „Überregulieren" eintreten müsste, welches im nächsten Augenblick die entgegengesetzte Bewegung verlangen würde, wodurch ein lästiges Schwanken entstünde. Man leitet daher von der durch den Servomotor eingeleiteten Bewegung eine Teilbewegung ab und auf die Steuerung des Servomotors so zurück, dass diese wieder auf ihre ursprüngliche Stellung zurückgeschoben und der Servomotor wirkungslos wird. Jeder Stellung des Zentrifugalregulators entspricht somit eine bestimmte Stellung des Servomotors, also auch eine bestimmte Beaufschlagung der Turbine.

Abb. 341.
Hydraulischer Geschwindigkeitsregulator im Schnitt.

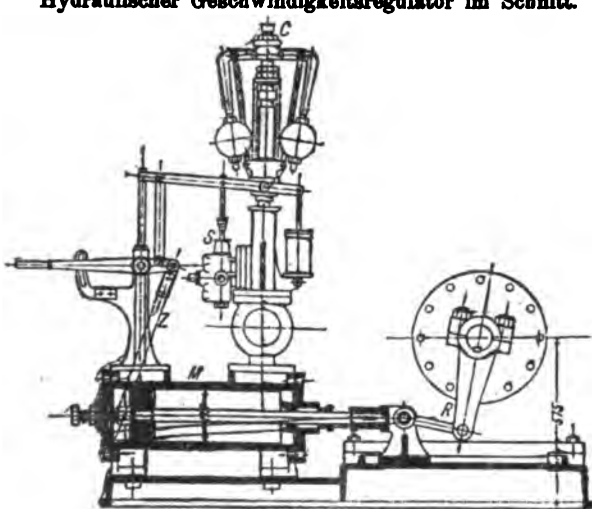
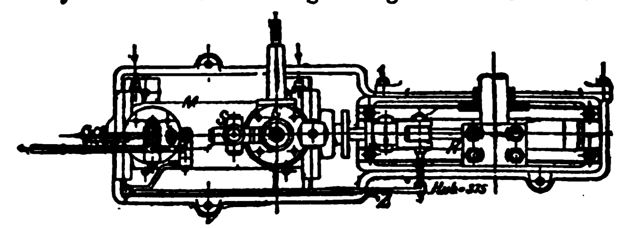


Abb. 342.
Hydraulischer Geschwindigkeitsregulator im Grundriss.



Diese Rückführung bildet den fünften wesentlichen Teil Z, Abb. 341 und 342, jeder selbsttätigen Turbinenregulierung.

Für die Betätigung des Servomotors wird man jene Energieform wählen, welche am einfachsten zu haben ist. Bei grösseren Gefällen steht Druckwasser zur Verfügung, man wird also einen hydraulisch wirkenden Servomotor verwenden, der überdies die leicht herstellbare und einfache Form eines Zylinders mit Kolben erhalten kann [37]). Nun ist das der Turbine zufliessende Wasser häufig unrein. Die Steuerteile des Servomotors sind jedoch sehr klein und empfindlich, und es macht sich daher als weitere Zugabe zur Regulierung die Anlage eines Filters zur Reinigung des Regulierwassers notwendig. Sind die Gefälle gering, dann würden die Zylinder der Servomotoren zu grosse Abmessungen erhalten, die ganze Konstruktion würde schwer und schwerfällig wirken. In solchen Fällen wählt man als weitere Zugabe ein eigenes kleines Pumpwerk mit Akkumulator zur Erzeugung des Druckwassers, oder man benutzt auch Öl als Regulierflüssigkeit, welches (wie das filtrierte Wasser unter Umständen auch) nach dem Gebrauch den Pumpen immer wieder zugeführt wird [38]).

Mechanisch wirkende Servomotoren verwendet man meistens in Form von Wellen, auf die durch die Turbinen eine gewisse Energiemenge übertragen werden kann. Der Zentrifugalregulator bedient als Steuerung eine Riemengabel, Klinkvorrichtung und dergl., durch welche die erwähnte Welle zur Betätigung der Reguliervorrichtung veranlasst, also ein- oder ausgerückt wird [39]). Im allgemeinen gestaltet sich diese Art von Regulierung mit der Rückführung etwas verwickelter als die früheren. Infolge vieler Gestänge und Gelenke kann leicht schädlicher Totgang eintreten und dadurch die Wirkung der Regulierung sehr beeinträchtigt werden.

Elektrisch betriebene Servomotoren gehören zu den Seltenheiten [40]); ihnen ist vielleicht noch eine grössere Zukunft beschieden.

Läuft den Turbinen das Wasser im offenen Kanal mit geringer Geschwindigkeit zu, und wird das Wasser durch die Reguliervorrichtung plötzlich daran gehindert, in die Turbine einzutreten, eine

[37]) S. Anlage Niagara Falls Power Co., Taf. LXIV, Fig. 5—7; Anlage Jajce, Taf. LXXI. Fig. 3 u. 4; Anlage Kubelwerk, Taf. LXXVI, Fig. 1—6.

[38]) S. Anlage Société Lyonnaise des Forces Motrices Du Rhône, Jonage-Cusset-Lyon, Taf. LXVI.

[39]) S. Anlage Les Clées, Taf. LXXII, Fig. 1 u. 2; Anlage Vernayaz, Taf. LXXV, Fig. 3.

[40]) S. Lechwerk-Gersthofen, Taf. LXVIII, Fig. 5 u. 6; Anlage Jajce; Taf. LXXI, Fig. 5—8 und S. 495; Anlage St. Maurice-Lausanne, S. 458.

gewisse Wassermenge also plötzlich verzögert, so werden sich Stösse einstellen, die im Obergraben eine Rückstauwelle erzeugen, sonst aber an den starken Bauteilen wirkungslos oder unmerklich verlaufen. Anders aber gestaltet sich die Sache, wenn das Wasser den Turbinen in längeren geschlossenen Rohrleitungen mit grosser Geschwindigkeit zugeführt wird. Bei plötzlicher Unterbrechung des Wasserlaufes oder bei bedeutenden Verzögerungen werden in den Rohrleitungen Wasserschläge von gewaltiger Grösse entstehen, die zum Bruch der Rohrleitung führen können, jedenfalls aber Beschleunigungen der Turbinenlaufräder veranlassen, und daher in empfindlichster Weise auf die Regulierung zurückwirken können. Diese Wasserwirkungen für den regelmässigen Gang der Turbinen unschädlich zu machen, war daher von jeher das Bestreben der Turbinenkonstrukteure.

Im Anfang ist man diesen Stosswirkungen in ähnlicher Weise begegnet wie bei den Druckrohrleitungen bei Pumpen u. dergl. Man hat Steigrohre und Windkessel von bedeutender Grösse in die Rohrleitungen eingebaut und damit gute Erfolge erzielt, sich jedenfalls damit helfen können, wenn die Turbinenanlagen schon fertiggestellt waren und die Wasserschläge sich erst nachher empfindlich geltend gemacht haben.

Neuerdings versucht man bei Partialturbinen, diesen Wasserwirkungen unmittelbar an den Turbinen selbst zu begegnen. Die Reguliervorrichtungen daran sind so eingerichtet, dass man bei veränderlicher Wasserzufuhr nicht die Wassergeschwindigkeit in der Rohrleitung ändert, sondern das nicht gebrauchte Aufschlagwasser an der Turbine vorbeiströmen lässt. In diesem Falle ist also der Wasserverbrauch bei jeder Leistung der Turbine und damit die Wassergeschwindigkeit in der Rohrleitung unveränderlich, Stösse sind völlig vermieden, aber auf Kosten der Aufschlagwassermenge. Wo nun das Druckwasser in gleichmässiger Menge vorhanden ist, die bei Nichtverwendung nicht aufgespeichert oder etwa anderen Turbinen zugeführt werden kann, ist solche Regulierung vollständig am Platze; wo man aber mit der vorhandenen Aufschlagwassermenge sparsam umgehen muss, macht sich das Bedürfnis geltend, das nicht verbrauchte Wasser zu gewinnen, und dies hat zu den neuesten Konstruktionen geführt, bei denen man zwar auch das überflüssige Wasser unmittelbar nach Einwirkung der Regulierung durch Nebenauslässe an der Turbine vorbeilaufen lässt, aber nur auf kurze Zeit. Durch besondere sehr sinnreiche Konstruktionen werden diese Nebenauslässe wieder langsam — meist durch Kataraktwirkung — geschlossen und so das Wasser in der Rohrleitung entsprechend ohne bemerkbare Stösse verzögert[41]).

Durch diese besondere Einrichtung werden aber natürlich die Turbinenkonstruktionen abermals verwickelter gemacht, sodass der eigentliche Motor schliesslich von einer ganzen Reihe von Beiwerk umgeben und verdeckt wird.

Besonders in der Schweiz haben sich beim Betriebe elektrischer Bergbahnen alle diese Schwierigkeiten in voller Höhe gezeigt und sind durch die erwähnten Konstruktionen in oft überraschender Weise gelöst worden."

Abb. 343 zeigt einen hydraulischen Geschwindigkeitsregulator mit vertikalstehendem Servomotorzylinder für die Anlage Paderno (vergl. Taf. LXIX, Fig. 6—8).

Der Servomotor wird häufig von den übrigen Bestandteilen des Regulators örtlich getrennt aufgestellt. Bei den in Taf. LXV dargestellten beiden Turbinen der Anlage Kykkelsrud befindet sich der Servomotor (Steuerzylinder) unten an der Turbine, während die übrigen Teile im Maschinensaal aufgestellt und mittelst Rohrleitungen und leichten Gestänges mit dem Servomotor verbunden sind. Im Gegensatz hierzu ist der Regulator der Erregerturbine in Kykkelsrud (Taf. LXVII, Fig. 1) komplett im Maschinensaal aufgestellt und mittelst einer (nicht eingezeichneten) Welle mit der Regulierung der Turbine verbunden.

Das Parallelschalten der Dynamomaschinen erfordert die Möglichkeit einer Veränderung der Umdrehzahl des Maschinensatzes innerhalb kleiner Grenzen. Zu dem Zweck sind die Regulatoren mit besonderen Verstellvorrichtungen im Reguliergestänge versehen, welche häufig mittelst eines kleinen Elektromotors vom Schaltbrett aus betätigt werden können[42]).

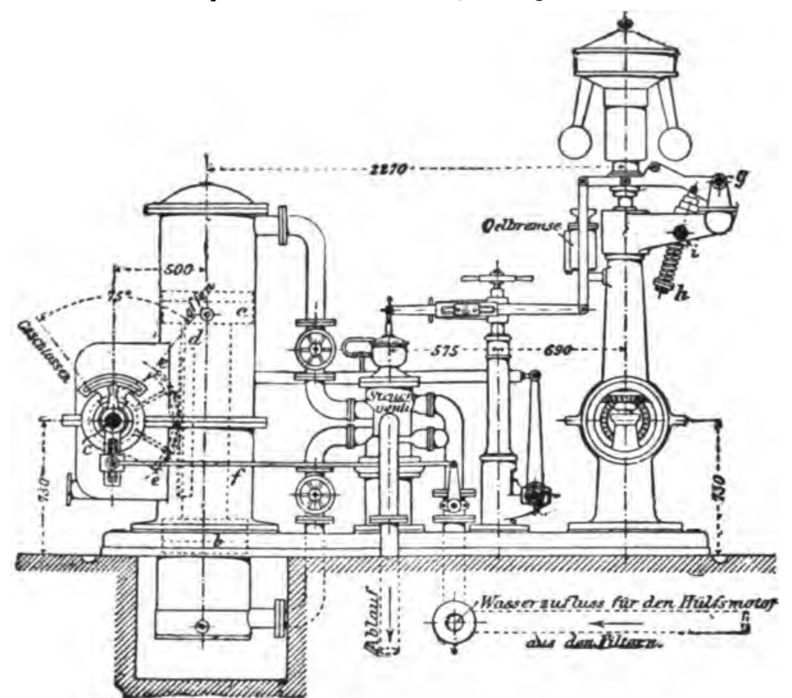
Ausser den genannten Regulatoren, welche die Wasserzufuhr dem Arbeitsbedarf anpassen, gibt es noch sogen. Bremsregulatoren, bei welchen der Wasserdurchfluss

[41]) Anlage Montbovon, Taf. LXXV, Fig. 6 u. S. 606 ad 26; Anlage Kubelwerk, Taf. LXXVI, Fig. 1—3 u. 5 sowie S. 416.

[42]) S. Anlage Funghera. S. 869; Anlage Ceres Ala, S. 872.

der Turbine immer der gleiche ist, während die überschüssige Energie einfach vernichtet, d. h. abgebremst wird. Die Bremsregulatoren sind nur für kleine Kräfte (bis etwa 300 PS_e) und dort, wo das Wasser immer reichlich vorhanden ist oder dem Nachbar fortwährend zufliessen muss, verwendbar.

Abb. 348. Hydraulischer Geschwindigkeitsregulator, Paderno.



Die hydraulischen Regulatoren werden für kleine bis zu den grössten Leistungen verwendet. Sie regulieren sehr genau und arbeiten geräuschlos. Das Pumpwerk, das bei niedrigen Gefällen die Druckflüssigkeit für den Servomotor liefert, wird entweder als eine Zentralanlage mit eigenem Antrieb (Turbine oder Elektromotor), für alle Turbinen einer Anlage ausreichend, oder als Einzelpumpen, die von den Turbinen selbst angetrieben werden, angeordnet.

Mechanische Regulatoren werden hauptsächlich für kleinere Turbinen verwendet. Sie erfordern bei gleicher Regulierfeinheit grössere Schwungmomente als die hydraulischen Regulatoren. Die Schwungmomente („GD^2") bilden ein Mass für die in den rotierenden Teilen enthaltene lebendige Kraft. Dieselben werden im Laufrad, in der Kupplung, im Rotor der Dynamomaschine oder in einem besonderen Schwungrad untergebracht.

Die Regulierfeinheiten, die mit modernen, selbstwirkenden Geschwindigkeitsregulatoren erzielt werden können, betragen je nach der Grösse der Schwungmomente und der Nebenauslässe:

mit hydraulischen Regulatoren
etwa 1—2, 2—4, 4—6, 8—15 % über oder unter der normalen Umdrehzahl,
bei 10, 25, 50, 100 % plötzlicher Belastungsänderung,
mit mechanischen Regulatoren
etwa 2—3, 3—5, 6—10, 15—30 % über oder unter der normalen Umdrehzahl,
bei 10, 25, 50, 100 % plötzlicher Belastungsänderung.

Literaturangaben zum § 5, Turbinen.

A. Pfarr, Die Turbinen für Wasserkraftbetrieb, Berlin.
Viktor Gelpke, Turbinen und Turbinenanlagen, Berlin.
E. Reichel, Neuere Turbinenanlagen. Z. d. V. D. Ing. 1893. S. 709 u. 893 und 1900. S. 1117 u. ff.
L. Quantz, Wasserkraftmaschinen, Berlin 1907.
Wilh. Müller, Die Francis-Turbinen und die Entwicklung des modernen Turbinenbaues, Hannover.
Wilh. Wagenbach, Neuere Turbinenanlagen. Berlin 1905.
F. Prášil, Die Turbinen und deren Regulatoren auf der Weltausstellung in Paris 1900. Zürich 1904

§ 6. Krafthäuser.

A. Der bauliche Teil der Krafthäuser.

Hierzu Tafel LXXVII.

Die Besprechungen dieses § sind gegliedert in

1. Allgemeines,
   a) Die Wahl der Stelle für das Krafthaus,
   b) Die Höhenlage des Maschinenflurs,
   c) Die Lichtgebung durch Tageslicht,
   d) Wände und Fussboden,
   e) Die Laufkräne und die Höhe des Maschinensaales mit Tab. I,
   f) Heizung,
   g) Lüftung,
   h) Übersicht über die bei 32 Anlagen gewählten Maschinen- und Fernleitungsspannungen mit Tab. II,
2. Krafthäuser mit liegenden Schachtturbinen,
3. Krafthäuser mit stehenden Schachtturbinen,
4. Krafthäuser mit stehenden Gehäuseturbinen,
5. Krafthäuser mit liegenden Gehäuseturbinen,
6. Die Kabelkanäle,
7. Die Schalträume,
8. Die Transformatorenräume,
9. Die Nebenräume,
10. Die Bedachung.

1. Allgemeines. a) Die Wahl der Stelle für das Krafthaus. Bei Aufstellung der Entwürfe für das Wehr und den Werkkanal werden die Stellen für den Einlauf und die Ausmündung des Betriebswassers bestimmt und damit das theoretische Druckgefälle, welches man erzielen will oder kann, festgelegt. An welcher Stelle zwischen Einlauf und Ausmündung man das Krafthaus zu legen hat, ist in der Hauptsache eine Kostenfrage. In den meisten Fällen wird das Krafthaus in der unmittelbaren Nähe der Ausmündungsstelle zu errichten sein, sodass der Unterwasserkanal oder die Turbinenkanäle nur ganz kurz werden.

Von den im Kapitel II beschriebenen 35 Werken liegt bei den nachstehend aufgeführten 25 Anlagen d. h. bei rd. 71% das Krafthaus unmittelbar an der Ausmündungsstelle.

1. Turbigo, Taf. IV, Fig. 1 u. 2.
2. Funghera (S. 368).
3. Ceres Ala, Taf. XI, Fig. 1, vergl. das unterste Krafthaus (Zentrale Rusia) der 3fach gestaffelten Anlage.
4. Novalesa a. d. Cenischia, Taf. XII, Fig. 1.
5. Morbegno, Taf. XVI, Fig. 1 und Taf. XVII, Fig. 3.
6. La Goule, Taf. XVIII, Fig. 1 u. 7.
7. Les Clées-Yverdon (S. 405).
8. Kubelwerk, Taf. XX, Fig. 1 u. 9 und Taf. XXI, Fig. 2–5.
9. Wangen, Taf. XXIII, Fig. 1 und S. 431 u. ff.
10. Beznau, Taf. XXIV, Fig. 3 und Taf. XXV, Fig. 2 und S. 434.
11. Kanderwerk, Taf. XXV, Fig. 3 und Taf. XXVI, Fig. 8 und S. 439 u. ff.
12. Chèvres, Taf. XXVII, Fig. 1.
13. La Dernier-Vallorbe, Taf. XXX, Fig. 1 und Taf. XXXI, Fig. 6 und S. 465.
14. Lac Tanay bei Vouvry (Abb. 98, S. 469).
15. Hafslund, Taf. XXXIII, Fig. 6 und S. 488.
16. Kykkelsrud, Taf. XXXIV, Fig. 2 und S. 490.
17. Jajce, Taf. XXXV, Fig. 1 und Taf. XXXVI, Fig. 1 und S. 495.
18. Livet (Abb. 118, S. 530 u. S. 531).
19. Ontario Power Co., Taf. XLIV, Fig. 3, 4 u. 5 und S. 543.
20. Niagara Falls Hydraulic Power and Manufacturing Company, Taf. XLIV, Fig. 7 (das Krafthaus ist durch den Buchstaben (b) bezeichnet), Fig. 8 u. 9 und Abb. 128, S. 549.
21. Sault St. Marie (Abb. 129, S. 552).
22. Rheinfelden, Taf. XLVII, Fig. 1 und S. 581.
23. Stuttgart-Marbach, Taf. XLVI und S. 572.
24. Urft-Talsperre, Taf. XLVIII, Fig. 5 u. 10 und S. 593.
25. Queis-Talsperre bei Marklissa, Taf. L (das im Bau befindliche Krafthaus wird dicht am Queis errichtet).

Bei der Anlage Turbigo war ursprünglich der Werkkanal auf der rechten Seite des Naviglio Grande projektiert (S. 355 und Taf. IV, Fig. 1). Da das bis zur Ausmündungsstelle gewinnbare Gefälle 7,5 bis 8,2 m beträgt und das Terrain am rechten Ufer des Naviglio Grande nicht erheblich höher als der Wasserspiegel des genannten Kanals liegt, so hätte der neue Werkkanal auf seinem unteren Laufe in einem Damm liegen müssen und am unteren Ende bei 3,5 m Wassertiefe mit der Sohle etwa 4 m über Terrain. Bei dieser Lage des Werkkanals hätte man durch einen Kostenvergleich prüfen müssen, ob nicht durch Verschiebung des Kraftwerkes aufwärts und durch Anlegung eines längeren, ganz in das Terrain einzuschneidenden Unterwasserkanals eine vorteilhaftere Anordnung erzielbar gewesen wäre. Bei der gewählten Lage am linken Ufer hingegen konnte der Werkkanal bis an das Krafthaus heran im Einschnitt bleiben und es ergab sich deshalb die Lage des Krafthauses unmittelbar an der Ausmündung ohne weiteres als die vorteilhafteste.

Bei der Anlage Vizzola (Taf. I, Fig. 1 und 6) hätte es in Frage kommen können, das Krafthaus näher an den Einschnitt bei Castel Novate (Abb. 42, S. 343) heranzuschieben, um die Länge des Brückenkanals abzukürzen; allein man musste es vermeiden, in der Nähe der oberen Schleusengruppe (Taf. III, Fig. 2) die mehr als 20 m tiefer liegenden Fundamentgruben des Krafthauses und des Unterwasserkanals auszuheben und zog es deshalb vor, das Krafthaus in der Nähe der unteren Schleusengruppe anzulegen. Die Verlegung des Krafthauses noch näher an die Ausmündung in den Tessin heran musste deshalb ausser Betracht bleiben, weil der Brückenkanal pro lfm. erheblich teurer wurde als der Unterwasserkanal und weil die elektrischen Fernleitungen zum grössten Teil in Richtung kanalaufwärts verlaufen, also bei einer Verschiebung des Krafthauses abwärts länger geworden wären.

Bei der Anlage Bergamasca (Taf. IX, Fig. 6) konnte man das Krafthaus deshalb nicht weiter flussabwärts verschieben, weil das Terrain so flach wird, dass es im Überschwemmungsgebiet des Brembo liegt. Es war deshalb vorteilhafter, den Unterwasserkanal durch dieses Gebiet bis zur Ausmündungsstelle zu graben.

Zwei voneinander unabhängige Gründe sprachen bei der Anlage Pont St. Martin (Taf. XIII, Fig. 1) für die gewählte Lage des Krafthauses. Erstens beabsichtigte man in der Nähe des Krafthauses eine Kalzium-Karbid-Fabrik (S. 378) anzulegen und musste für dieselbe einen Eisenbahnanschluss haben, welcher bei weiterer Verschiebung des Kraftwerkes abwärts erheblich teurer geworden wäre, zweitens aber fällt das Terrain weiter abwärts stark und schon auf der letzten Strecke vor dem Krafthause musste man eine Art Brückenkanal mit beiderseitiger Dammschüttung (Taf. XIV, Fig. 2) anlegen. Die Verlängerung dieses Profils wäre pro lfm. erheblich teurer geworden als der Unterwasserkanal.

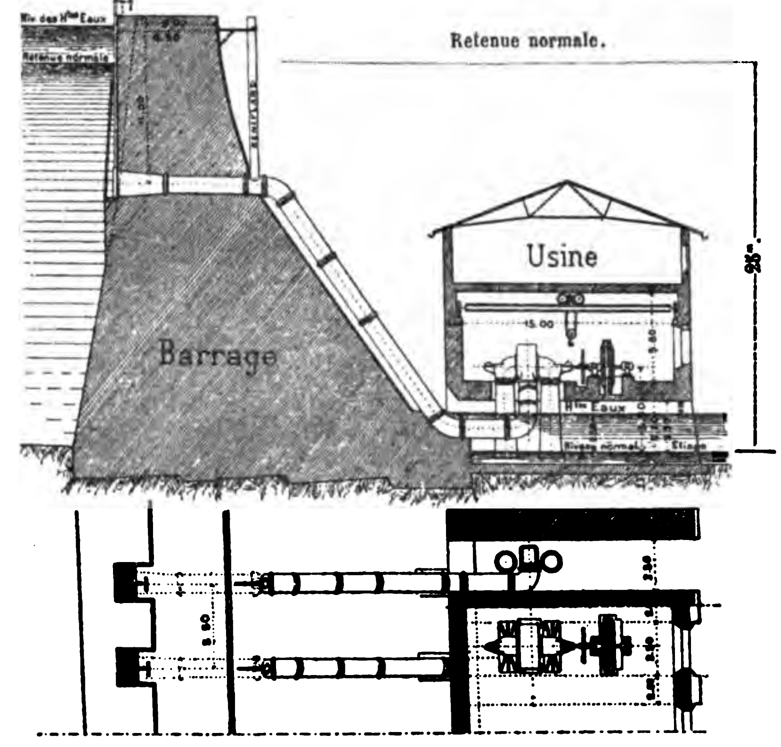
Bei der Anlage St. Maurice-Lausanne (Taf. XXVIII, Fig. 5) wird dem Krafthause das Betriebswasser nach vollem Ausbau durch drei Druckrohre von je 2,7 m Dm. zugeführt, und es ergab sich aus einem Kostenvergleich, dass die weitere Verlängerung dieser Druckrohrleitung stromabwärts erheblich teurer geworden wäre als bei den gegebenen Höhenverhältnissen des Terrains die Anlegung des Unterwasserkanals[1].

Bei der Anlage Hagneck (Taf. XXXII, Fig. 2) wurde die Stelle für das Krafthaus mit Rücksicht auf das Längennivellement des Terrains gewählt, welches sich bald

[1]) Auf S. 457 muss es vom Unterwasserkanal statt — „bis er die Jura-Simplon-Eisenbahn kreuzt“ — heissen „bis er die Jura-Simplon-Strasse kreuzt“. Die Strasse ist hier durch eine Brücke in armiertem Beton, System Hennebique, überführt.

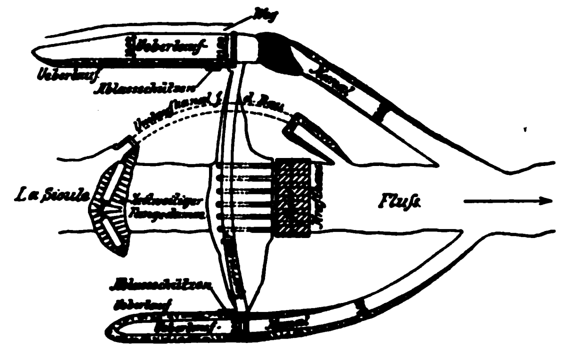
abwärts des Krafthauses stark verflacht, sodass auch hier der Werkkanal pro lfm. teurer geworden wäre als der Unterwasserkanal. Dazu kam aber noch, dass man die Zugänglichkeit des Krafthauses durch die Verlängerung der vorhandenen Strasse am einfachsten und billigsten erreichen konnte.

Querschnitt durch die Sperrmauer im Siouleflusse bei Clairemont mit unmittelbar anschliessendem Krafthause.



In dem engen schluchtartigen Tal des Drac (Abb. 103, S. 498) musste man eine sich bietende Verbreiterung der Talsole (Taf. XXXVII, Fig. 1) für die Erbauung des Krafthauses der Anlage Avignonnet benutzen. Auch war an der gewählten Stelle die Herstellung einer Brücke und der Bau einer Zufahrtsstrasse im Anschluss an eine vorhandene Chaussee am leichtesten zu erreichen. Man konnte aber den Unterwasserkanal nicht auf dem kürzesten Wege in den Drac führen. weil dann die Ausmündung desselben in ein nach der Flussmitte zu konvexes Ufer gekommen wäre und man die Versandung der Ausmündung hätte befürchten müssen. Es wurde deshalb die Ausmündung des Unterwasserkanals abwärts bis an eine Stelle verlegt, wo die Ausmündung an einer konkaven Uferlinie erfolgen konnte.

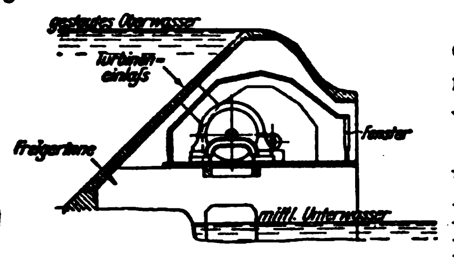

Abb. 344. Grundriss der Sperrmauer im Siouleflusse mit Krafthaus.



Der Kostenvergleich zwischen einer Verlängerung des Oberwasserkanals und einer entsprechenden Verkürzung des Unterwasserkanals ist für die Lage des Krafthauses bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon zugunsten des längeren Unterwasserkanals ausschlaggebend gewesen (Taf. XXXVIII, Fig. 1 und 2). Man brauchte für den Damm auf der letzten Haltung des Oberwasserkanals den Einschnittboden aus dem Unterwasserkanal. Überdies wäre, wie Fig. 1 zeigt, durch Verschiebung des Krafthauses abwärts eine wesentliche Verkürzung der Fernleitungskabel nach Lyon gleichfalls nicht zu erzielen gewesen. Auch die Zugänglichkeit des Krafthauses durch eine vorhandene Strasse spielte bei der Wahl der Stelle eine Rolle.

Das Krafthaus der Anlage Champ (Fure et Morge) (Taf. XLIII, Fig. 3) ist mit einer Front an die Chaussee Grenoble-La Mure gelegt, einmal wegen der besseren Zugänglichkeit und zweitens, um aus dem Überschwemmungsgebiet des Drac herauszukommen. Das Turbinenwasser wird durch einen mit Dämmen eingefassten Unterwasserkanal in den Drac zurückgeleitet. (Abb. 123, S. 539).

Abb. 345 und 346. Querschnitt und Grundriss der Staumauer im Patapscofluss mit eingebautem Maschinensaal.



Die Krafthäuser der Anlage Niagara Falls Power Co. musste man in der Nähe des Einlaufs anlegen (Abb. 125, S. 546), weil es unmöglich war, für einen offenen oder überwölbten Werkkanal durch die Stadt Niagara-Falls (Taf. XLIV, Fig. 7) das nötige Terrain zu erwerben. Man führte deshalb das Betriebswasser aus den Turbinen in einem ausgesprengten Tunnel unter die Stadt hindurch in den Fluss.

Beim Lechwerk-Gersthofen ergab es sich schon aus Gründen der Bodenbewegung als vorteilhaft, den Unterwasserkanal 4274,6 m und den Oberwasserkanal nur 2965,3 m lang zu machen (Abb. 135, S. 560). Auch wäre die Dichtung des Oberwasserkanals, der allmählich in einem Damm zu liegen gekommen wäre, bei der Durchlässigkeit des Bodens schwieriger und kostspieliger geworden. Dazu kam, dass in der Nähe der für das Krafthaus gewählten Stelle geeignete Terrains für die Fabriken, der Hauptabnehmerin des Kraftwerkes, nämlich der Farbwerke Meister, Lucius, Brüning & Co. erworben werden konnte, und dass die Zugänglichkeit der Stelle durch Anschluss an die Chaussee und an die Eisenbahn verhältnismässig leicht zu erzielen war. Schliesslich kam in Betracht, dass die Stadt Augsburg, welche das Hauptkonsumgebiet für den Kleinverkauf des Stromes bildet, flussaufwärts liegt und dass bei einer Verschiebung des Krafthauses nach abwärts die elektrischen Fernleitungen hätten verlängert werden müssen.

Bei Talsperren kann es sich als die einfachste und billigste Lösung ergeben, das Krafthaus unmittelbar an die Luftseite der Sperrmauer zu verlegen, wie es z. B. bei der Sperrmauer am Siouleflusse im Departement Puy de Dôme zu Queille bei Clairemont geschehen ist (Abb. 217, S. 734, umstehend wiederholt[1]) und Abb. 344).

In ähnlicher Weise liegt das Krafthaus beim Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Catawba River in der Nähe

[1]) R. De la Brosse, Les Installations Hydro-Électriques dans la Région des Alpes S. 89.

von Rockhill Süd-Karolina (S. 609, ad 45) und das Krafthaus der Atlanta Water and Electric Power Company an den Morganfällen (Abb. 355, S. 1101).

Bei der Wasserkraftanlage am Patapsco-Fluss bei Ilchester[3]) etwa 25 km südlich von Baltimore ist sogar das Krafthaus direkt in den Staudamm hineingelegt (Abb. 345 und 346). Es handelt sich hier allerdings nur um kleine Einheiten von 300 KW. Der Staudamm ist zwischen den Ufern 67 m lang, an der Sohle 12,2 m breit und hat 7,27 m Kronenhöhe über der Flussohle im Oberwasser. Die Krone liegt rd. 8 m über dem normalen Unterwasserspiegel. Das nutzbare Gefälle kann aber bei Hochwasser dadurch etwas grösser werden als die Differenz zwischen Ober- und Unterwasserspiegel, dass man durch Ziehen der Freilaufschützen die Ejektorwirkung (S. 988 und Abb. 348 u. 349) des strömenden Wassers mit benutzt.

An beiden Enden ist der Damm 3,0 m höher als die Überfallkrone, um die Ufer gegen Überschwemmung zu schützen und um bequeme Zugänge zu dem Innern des Dammes zu schaffen. Der Überlaufrahmen ist 51,0 m lang und kann mittelst Staubohlen noch um 0,60 m erhöht werden. Die Staukurve reicht etwa 1,2 km flussaufwärts bis zum Unterwasser einer Baumwollfabrik mit Wasserkraftbetrieb in Ilchester. Der Dammkörper besitzt eine Decke aus Eisenbeton, welche auf 19 Streben aus Beton ruht. Diese Decke ist an der Sohle 0,45 m dick und nimmt nach der Krone zu bis auf 0,25 m ab. Der Beton ist im Verhältnis 1 Zement, 2 Sand und 4 Kies gemischt und mit 19 mm dicken gewellten Eisenstäben, welche in Abständen von 0,115 m liegen, armiert. Die Streben stehen im Abstand von je 3,65 m und sind unten 0,61 m und oben 0,40 m dick. Die Mischung des Betons für dieselben geschah im Verhältnis von 1 Zement, 3 Sand und 6 Teile Kies. Die Kanten der Strebepfeiler und der Betondecke an den Einläufen des Turbinenwassers und dem Freigerinne sind mit 19 mm dicken gewellten Eisenstäben, die in Sätzen von je 3 zusammengelegt sind, verstärkt.

Das Wasser fliesst auf einen gekrümmten Abfallrücken bis etwa zur Hälfte der Abfallhöhe und stürzt dann lotrecht in das Unterwasser ab, dessen felsiger Untergrund durch das Wasserpolster vor Ausschleifungen geschützt ist. Der eigentliche Maschinenraum im Damminnern ist 33,0 m lang und zwischen den Streben mit einer inneren Wand und Decke abgeschlossen. Die Entfernung dieser inneren Umschliessungswand von der Aussenwand der Sperrmauer beträgt überall mindestens 1,5 m, sodass etwaiges Sickerwasser nicht in das Innere des Maschinenraumes dringen kann, sondern in das Unterwasser unschädlich abgeführt wird. Auch in dem Teil der Sperrmauer, welcher z. Z. noch nicht ausgenutzt ist und daher noch keine Doppelwand enthält, soll sich ausser am Boden kein Wasser ansammeln. Die Fenster der luftseitigen lotrechten Wand des Maschinenraumes liegen unter dem Wasserfall und lassen für gewöhnlich ausreichendes Tageslicht in den Maschinenraum ein. Nur wenn das Flusswasser infolge von starken Niederschlägen getrübt ist, muss man auch bei Tage künstliches Licht anwenden.

Der Maschinenflur ruht auf den nach unten pfeilerartig verbreiterten Streben und besteht ebenfalls aus Eisenbeton. An den Stellen, wo die Maschinen stehen, ist er mit Eisenträgern und Betonrippen versteift. Der 33,0 m lange Maschinenraum ist 3,0 m hoch und an den Streben 5,5 m, im übrigen aber 8,2 m breit (Abb. 346). Vorläufig sind 2 Leffel-Turbinen mit 865 mm Laufraddurchmesser aufgestellt. Sie machen 240 Uml./Min. und treiben je einen Allis-Chalmers Drehstrom-Erzeuger von 300 KW bei 11000 Volt und 60 Per./Sek. an. Die Erregermaschinen werden mit Riemen von der Dynamowelle angetrieben. Raum für einen dritten Maschinensatz ist noch vorhanden. Die Zuführung des Betriebswassers erfolgt durch je ein eisernes Rohr von 1,0 m Dm., dessen Mündung 2,0 m unterhalb der Dammkrone liegt und mit einem Rechen abgedeckt ist. Eine Verstopfung dieses Rechens ist nicht zu befürchten, da Schwimmkörper nicht an ihn herankommen. Neben dem Maschinenraum sind zwei Freigerinne angelegt. Die unter dem Maschinenflur befindlichen Turbinenkanäle führen offen ins Unterwasser. Erwähnt sei noch, dass an einem Ende des Dammes ein hölzerner Fischpass angelegt ist.

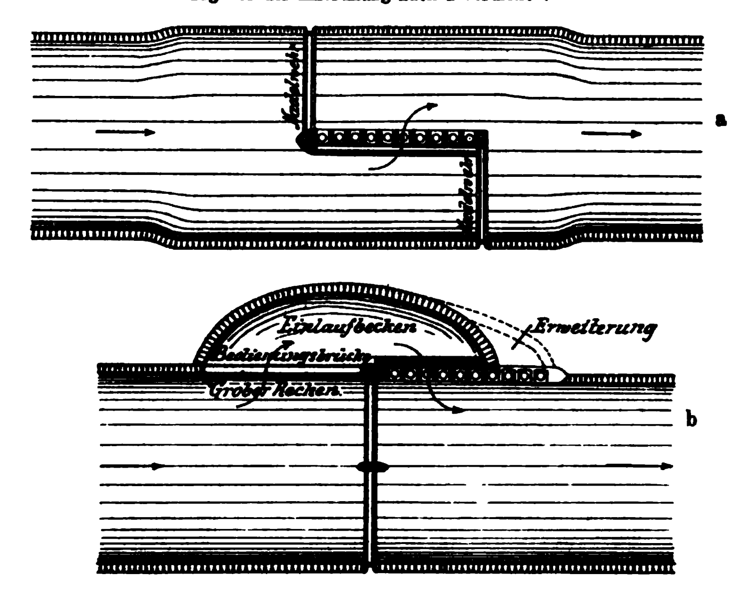
Der Maschinenraum ist für die drei kleinen Einheiten sehr geräumig, es ist aber wahrscheinlich, dass man mit reichlichem Niederschlagwasser an den Wänden und Decken zu kämpfen haben wird. Immerhin zeigt diese Lösung die ausserordentliche Frische und Unvoreingenommenheit, mit welcher man in Amerika an dergleichen Aufgaben herantritt. Wenn in Deutschland die Ausnützung auch der kleineren Wasserkräfte durch Talsperren den

---

[3]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1907. S. 1640. Electrical World. 3. August 1906. S. 207.

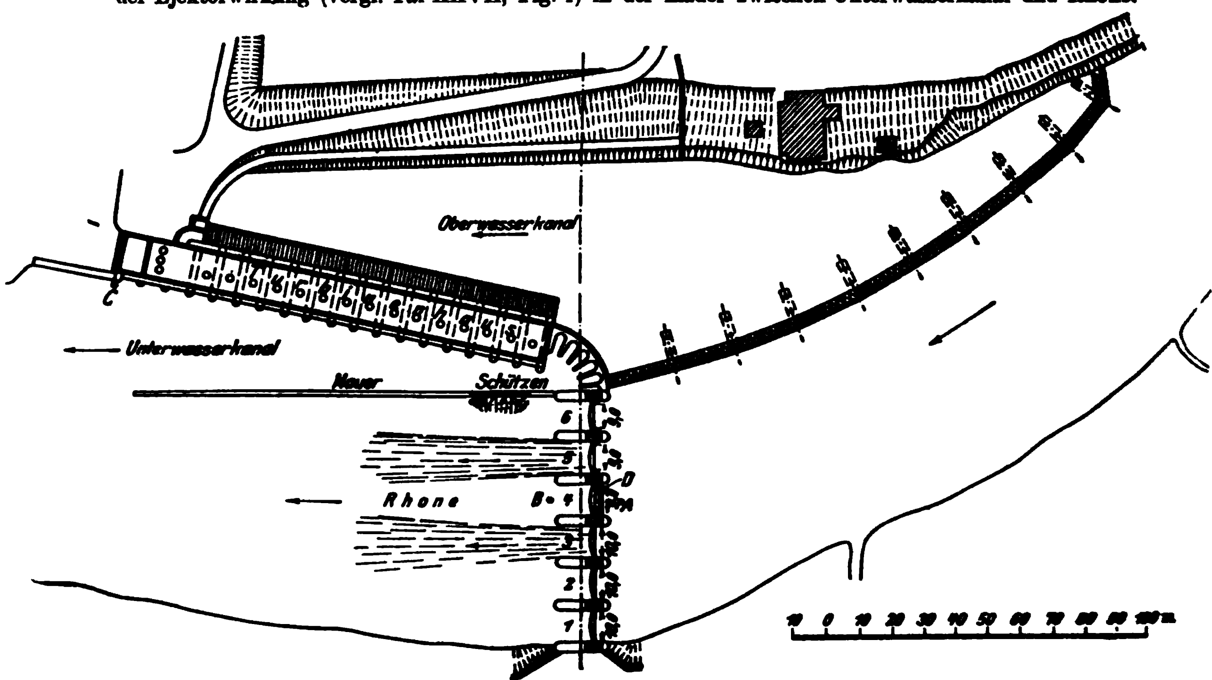
wünschenswerten Umfang annehmen soll, so wird man auch hier zu neuen und billigen Konstruktionen übergehen müssen, damit der wirtschaftliche Nutzen in das richtige Verhältnis zum aufzuwendenden Baukapital gebracht wird (vergl. S. 712).

Abb. 347 a und b. Schematische Darstellung eines Krafthauses im Wehrpfeiler und am Ufer.
Anordnung b wird nach Ansicht des Verfassers in den meisten Fällen den Vorzug vor der Anordnung nach a verdienen.



Der Vorschlag, bei Ausnützung einer Staustufe in kanalisierten Flüssen das Krafthaus direkt in das Wehr zu bauen, ist in Deutschland schon häufiger und zwar nach Wissen des Verfassers zuerst von Prüsmann gemacht (Abb. 347 a u. b). Die Verwirklichung dieses Vorschlages würde aber doch erhebliche Nachteile im Gefolge haben, deren Berücksichtigung in den meisten Fällen dazu führen dürfte, das Krafthaus lieber an das Ufer zu setzen. Man ist im letzteren Falle in der Erweiterungsfähigkeit freier, — ein Gesichtspunkt der oft

Abb. 348. Lageplan der Kraftanlage Chèvers mit der neuen Grundmauer nebst Eisabweiser (vergl. S. 447) zur Abhaltung des Kieses und Eises vom Oberwasserkanal und den neuen Schützen zur Ausnutzung der Ejektorwirkung (vergl. Taf XXVII, Fig. 1) in der Mauer zwischen Unterwasserkanal und Rhone.



gewiss von grosser Wichtigkeit ist, — kann also das Krafthaus je nach dem Wachsen des Kraftbedarfes stückweise errichten. Die Anlegung der Baugrube und besonders die Wasserhaltung und der Materialtransport werden am Ufer bequemer und billiger. Man hat nicht nötig, das Krafthaus durch eine Brücke zugänglich zu machen. Schliesslich ist es grundsätzlich vorzuziehen, im Hinblick auf das in der Gegenwart unübersehbare Bedürfnis der Zukunft möglichst wenig feste Einbauten im Flusse selber zu errichten. Die Mehrkosten eines kurzen Einlaufbeckens (Abb. 347 b) dürften demgegenüber nicht ins Gewicht fallen.

Neuerdings sind die Resultate von Versuchen veröffentlicht, welche u. a. bei der Kraftanlage von Chèvres gemacht wurden, um festzustellen, welches Mehrgefälle sich bei höheren Wasserständen durch Benutzung der Ejektorwirkung des aus den Schützenöffnungen fliessenden Freiwassers erzielen lässt (Abb. 348).

Man hat zu diesem Zwecke, da man eine Turbine nicht einbauen konnte, in die Öffnung Nr. 4 bei A unter Benutzung der Dammbalkenschlitze eine eiserne Hilfsschütze mit fischbauchähnlichem Querschnitt eingebaut und in dieser Schütze eine regulierbare Durchflussöffnung D angelegt, durch welche die grösste Verbrauchswassermenge einer Turbine hindurchfliessen konnte. Auf diese Weise wurden die Verhältnisse möglichst ähnlich gestaltet, wie sie beim Einbau einer Turbine vorhanden gewesen wären. Es sind dann die Wehröffnungen 3 und 5 an drei Tagen stundenweise geöffnet und sorgfältigst die Wasserstände bei A und B (Abb. 348) gemessen. Das Resultat ist in der umstehenden Zahlentafel wiedergegeben.

Abb. 349. Schema eines in die Wehrpfeiler eingebauten Krafthauses zur direkten Ausnützung der Ejektorwirkung des durch die Wehröffnungen fliessenden Wassers.

Hieraus ersieht man, dass günstigstenfalls ein Gewinn an Gefälle und an Leistung von 37,9 % erzielt worden ist. Um sich die Versuchsresultate wenigstens zum Teil zunutze zu machen, hat man bei Chèvres nachträglich in die Trennmauer zwischen Rhone und Unterwasserkanal Schützen eingebaut (Abb. 348).

Ähnliche Versuche sind in Vessy an der Arve am 26. August 1905 gemacht worden[4]).

Auf Grund dieser Versuche ist ebenfalls der Vorschlag gemacht, die Turbinenanlage direkt in die Wehrpfeiler einzubauen (Abb. 349). In Chèvres z. B. würde eine derartige Anordnung kaum empfehlenswert gewesen sein, weil ohne sehr erhebliche Verlängerung der Wehrachse die Turbinen nicht in den Pfeilern hätten untergebracht werden können, da man mit den lichten Weiten zwischen den Wehröffnungen wegen der Abführung des Hochwassers doch an bestimmte Masse gebunden war (S. 443). Im allgemeinen sind gegen den Einbau der Turbinen in die Wehrpfeiler selbst dieselben Gründe anzuführen, welche weiter oben schon erwähnt wurden. Auch dürften die Anlagekosten bei einem Krafthause am Ufer kleiner werden. Verfasser hält es deshalb für zweckmässiger, den Mehrgewinn an Kraft bei Hochwasser durch Aufstellung von mehr Einheiten zu erzielen, als durch den Einbau der Turbinen in die Wehrpfeiler und durch die so erreichbare unmittelbare Ausnutzung der Ejektorwirkung.

Über den Raumbedarf für Krafthäuser wird in den nächsten Abschnitten gesprochen werden, sodass auch dieser Gesichtspunkt bei Auswahl der Stelle für das Krafthaus berücksichtigt werden kann. Es sei auch auf Kap. III § 5 (S. 954 u. ff.) verwiesen,

[4]) H. E. Gruner, Basel, Die Ausnützung des Hochwassers bei Wasserkraftanlagen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 1821, wo auch über die Versuche in Chèvres berichtet ist.

Zahlenergebnis der Versuche in Chèvres zur Ausnutzung der Ejektorwirkung in den Wehröffnungen bei HW. (Abb. 848).

Datum und Tageszeit	Öffnung der Schützen		Pegelbeobachtung			Gefälle			Gefällgewinn in	Wassermenge der Turbine	Arbeitsleistung		Gewonnene Leistung	Halbe Ausflussmenge der beiden Ejektoren
	Nr. 3	Nr. 5	Oberwasser	Natürliches Unterwasser	Künstliches Unterwasser	natürlich h	künstlich h'	Unterschied h' — h			natürlich hQ.10	künstlich h'Q.10		
	m	m	m	m	m	m	m	m	v. H.	cbm/sek.	PSe	PSe	PSe	cbm/sek.
11. Mai 1905														
11^{17}	0,00	0,00	370,14	362,85	362,85	7,29	7,29	—	—	13,86	1010	1010	—	—
12^{03}	0,30	0,30	370,14	362,90	362,58	7,26	7,58	0,32	4,40	13,86	1006	1050	44	28
12^{06}	0,60	0,60	370,14	362,99	362,35	7,15	7,79	0,64	8,95	13,86	990	1079	89	45
12^{12}	1,20	1,20	369,98	363,25	362,37	6,73	7,61	0,88	13,04	13,86	932	1054	122	88
12^{19}	1,30	1,30	369,96	363,27	362,65	6,59	7,31	0,72	10,92	13,86	913	1013	100	99
12^{26}	1,40	1,40	369,95	363,38	362,65	6,57	7,30	0,73	11,11	13,86	910	1011	101	101
12^{33}	1,50	1,50	369,92	363,41	362,67	6,51	7,25	0,74	11,36	13,86	902	1004	102	108
16. Juli 1905														
8^{34}	2,00	2,00	368,65	364,12	362,40	4,53	6,25	1,72	37,9	13,15	595	822	227	126
8^{54}	2,00	2,00	368,66	364,08	362,68	4,58	6,08	1,45	31,6	15,11	692	911	219	127
9^{13}	2,00	2,00	368,70	364,07	362,65	4,63	6,05	1,42	30,6	18,28	846	1106	260	127
10^{11}	3,60	3,60	368,75	364,00	362,80	4,75	5,95	1,20	25,2	12,16	577	723	146	232
10^{22}	3,60	3,60	368,71	364,05	362,85	4,66	5,86	1,20	25,7	14,67	683	859	176	230
10^{33}	3,60	3,60	368,66	364,02	362,90	4,64	5,76	1,12	24,1	17,00	788	979	191	230
11^{02}	3,20	3,20	368,70	363,95	362,90	4,75	5,80	1,05	22,1	20,80	964	1177	213	204
11^{20}	3,20	3,20	368,65	363,96	362,85	4,69	5,80	1,11	23,6	26,60	1233	1543	296	205
18. Juni 1905														
	3,50	3,50	368,72	364,02	362,77	4,70	5,95	1,25	26,6	15,00	705	892	187	225
	3,80	3,80	368,71	364,07	362,87	4,64	5,84	1,20	25,8	15,00	696	876	180	243
	4,20	4,20	368,86	363,90	363,02	4,96	5,84	0,88	17,9	15,00	744	876	132	277

wo eine Näherungsmethode zur überschläglichen Berechnung des Raumbedarfs aus dem Vergleich mit ausgeführten Anlagen angegeben ist.

Abgesehen von den oben besprochenen Sonderfällen des Einbaus des Krafthauses in das Wehr ist der volle Ausbau des Krafthauses gleich in der ersten Ausführung auch im übrigen nur dann als wirtschaftlich beste Lösung anzusehen, wenn die volle Ausnützung der zur Verfügung stehenden Wasserkraft in so kurzer Zeit nach der Betriebseröffnung zu erwarten steht, dass die Zins- und Tilgungsersparnisse gegenüber den Mehrkosten bei Ausführung eines zweiten und dritten Ausbaus des Krafthauses verschwindend sind. Man wird deshalb nicht selten auf die Erweiterungsfähigkeit der Anlage bei Auswahl der Stelle für das Krafthaus entsprechend Rücksicht zu nehmen haben.

Wichtig ist natürlich auch die Beschaffenheit des Baugrundes. Bei felsigem, gut lagerhaften Untergrunde in erreichbarer Tiefe kann man u. U. das Krafthaus auf einzelnen Pfeilern fundieren. Dass man ein Krafthaus wie bei dem Wasserkraft-Elektrizitätswerk Stockfors Traesliberi (Holzschleiferei) in Kotka (Finnland) ganz auf schmiedeeiserne Säulen stellt (S. 608 ad 39), gehört immerhin zu den Ausnahmen.

Bei weniger tragfähigem Untergrunde wird man bestrebt sein, sofern es sich um grössere Einheiten handelt, das ganze Krafthaus auf einer zusammenhängenden Platte zu gründen, einmal um Sackungen einzelner Maschinen-Fundamentpfeiler zu vermeiden und dann, um die Schwingungen, welche durch den Gang der Maschinen erzeugt werden, möglichst zu verringern. Zur Erzielung einer möglichst gleichmässigen Verteilung der Drücke auf die Betonplatte legt man, namentlich bei Bodenarten von geringerer Tragfähigkeit, in die Betonplatte eiserne Träger ein, wie es z. B. beim Krafthause Les Clées-Yverdon, welches auf weichem Mergel zu fundieren war (S. 405), und beim Krafthause Wangen (S. 432 und Taf. XXIII, Fig. 2) geschehen ist.

Einige weitere Angaben über Rücksichten bei Fundierung werden noch in den Abschnitten 2—5 folgen.

Dass das Krafthaus gut zugänglich sein muss, ist oben bei Erwähnung einzelner Beispiele schon hervorgehoben. Man muss in der Lage sein, die schwereren Maschinenteile beim Bau ohne allzu grosse Kosten unter den Kran bringen zu können[5]), und es ist auch für den Betrieb von Wichtigkeit, dass man zu Wagen oder zu Rad bequem an die Kraftstation heran kann, weil meist der Aufsicht führende Ingenieur in der Nähe des Krafthauses wohnen muss und behufs Ersparnis von Betriebskosten hier auch am einfachsten und billigsten die Verwaltung der Reserveteile für die Fernleitungen und unter Umständen auch für die Anschlüsse etc. untergebracht werden.

b) Die Höhe des Maschinenflurs. Man wird den Maschinenflur, wenn irgend möglich, soweit über Hochwasser legen, dass die elektrischen Maschinen hochwasserfrei bleiben. Allerdings ist man in dieser Beziehung bei Verwendung liegender Turbinen an die höchst zulässige Saughöhe von 6,5 bis 7,0 m gebunden. Soll der Maschinenflur unter dem Spiegel des höchsten Unterwassers liegen, so muss man die Wände und den Fussboden des Maschinensaals wasserdicht anlegen. Ein Beispiel bietet die auf S. 1010 besprochene und in Abb. 354, dargestellte Anlage der Manchester Traction, Light and Power Co. Auch die Räume unter dem Maschinenflur, soweit sie für die Bedienung der Maschinen zugänglich zu halten sind, sind gegen das Eindringen von Hoch-

---

[5]) Bei der Anlage Hagneck (Taf. XXXII, Fig. 1 und 2) kann man die schweren Maschinenteile auch per Kahn an das Krafthaus heranbringen und durch einen Kran auf die Höhe des Maschinenflurs heben (S. 477).

wasser zu schützen. Liegen die seitlichen Lichtgebungsöffnungen unter dem höchsten Hochwasser, so müssen sie mit Fenstern, welche ähnlich denjenigen von Schiffskajüten wasserdicht abgeschlossen werden können, versehen sein. Derartige Fenster sind z. B. für die Unterflurräume der Anlage Morbegno verwendet. Zweckmässig ist es, für das Sickerwasser Sammelkanäle und einen Pumpensumpf anzulegen, aus denen das Wasser durch Pumpen entfernt werden kann. Als Beispiel sei auf das Krafthaus der Anlage Kykkelsrud (Taf. XXXIV, Fig. 8 und S. 490) verwiesen.

c) Die Lichtgebung durch Tageslicht. Ein Haupterfordernis eines guten Krafthauses ist eine reichliche Tagesbeleuchtung.

Bei einreihiger Aufstellung der Gruppen ist reichliches Seitenlicht und Vermeidung von Oberlicht am meisten zu empfehlen und zwar stellt man immer die elektrischen Maschinen, welche die sorgfältigste Bedienung erfordern, der Lichtquelle am nächsten, wie es z. B. bei der Anlage Vizzola (Taf. II, Fig. 2 und Abb. 48, S. 351) geschehen ist.

Als fernere Beispiele seien genannt:

1. Das Krafthaus Turbigo, Taf. VI, Fig. 3, Taf. VII, Fig. 1 u. 2,
2. das Krafthaus Pont St. Martin, Taf. XIV, Fig. 5 u. 8 und Taf. XV, Fig. 1 u. 2,
3. das Krafthaus Morbegno, Taf. XVII, Fig. 7 und Abb. 61, S. 395,
4. das Krafthaus Les Clées-Yverdon, Taf. XIX, Fig. 4 u. 6 und Abb. 66, S. 405,
5. Kubelwerk, Taf. XXI, Fig. 3, 4 u. 5 und Abb. 73, S. 415 und Abb. 74, S. 416,
6. Wangen, Taf. XXIII, Fig. 1—5,
7. Beznau, Taf. XXIV, Fig. 1—4,
8. Kanderwerk, Taf. XXV, Fig. 4 und Taf. XXVI, Fig. 5.
9. Chèvres, Taf. XXVIII, Fig. 1, 2 u. 3 und Abb. 86, S. 449,
10. La Dernier-Vallorbe, Taf. XXXI, Fig. 1—5,
11. Hagneck, Taf. XXXII, Fig. 6 und Taf. XXXIII, Fig. 1—5,
12. Kykkelsrud, Taf. XXXIV, Fig. 7 u. 8,
13. Avignonnet, Abb. 107, S. 504,
14. Champ (Fure et Morge), Taf. XLIII, Fig. 1—3,
15. Gersthofen, Taf. XLV, Fig. 4 u. 5 und Abb. 143, S. 572.

Der besseren Lichtwirkung wegen wird man der Deckenkonstruktion einen möglichst hellen Anstrich geben.

Öffnet man bei einreihiger Aufstellung auch noch die Wandflächen oberhalb des Laufkranes durch Fenster, so wird man in den meisten Fällen durch Seitenlicht ohne Oberlicht eine ausreichende Beleuchtung erzielen können. Diese hochliegenden Fenster begünstigen eine wirksame Lüftung, wenn durch Öffnung der Türen und durch in Höhe des Fussbodens liegende Zuluftkanäle für den Eintritt kühlerer Aussenluft und für den erforderlichen Höhenunterschied zwischen Eintritt und Austritt der Luft gesorgt wird (S. 998 u. ff.).

Wenn, wie es bei Verwendung von liegenden Schachtturbinen und bei Einmündung der Druckrohre von oben in die Turbinen (S. 943) der Fall ist, nur die eine Längswand für die Hauptlichtgebung in Frage kommt, ist es zweckmässig, diese Wand, wenn möglich nach Norden zu legen und zwar einmal wegen der besseren Lichtgebung und zweitens zur Vermeidung einer zu starken Erwärmung des Innenraumes im Sommer.

Werden beide Längsfronten mit grossen Seitenfenstern versehen, so empfiehlt es sich, die Fenster an der Sonnenseite mit einfachen Holzladen auszurüsten.

Auch zweireihige Anlagen sind häufiger ohne Oberlicht ausgeführt, wie z. B. die Krafthäuser Funghera (Taf. X, Fig. 11 und 12) und Jajce (Taf. XXXVI, Fig. 1—4). Im letzteren Falle wurde eine dreischiffige Anlage und ein eisernes Gerüst mit Betonausfüllung mit Rücksicht auf die Erdbebengefahr gewählt. Man konnte hier durch die oberen Seitenlichter des Mittelbaues vollkommen genügendes Licht einführen.

Bei den Anlagen Jonage Cusset-Lyon (Taf. XL, Fig. 2 bis 4 und Abb. 115, S. 520), sowie bei Rheinfelden (Taf. XLVII, Fig. 3, 5 und 6 und Abb. 147, S. 581) wurde trotz einreihiger Aufstellung der Maschinensätze ausser Seitenlicht dennoch Oberlicht verwendet. So gut die Lichtgebung durch das Oberlicht zweiffellos auch wird, es begünstigt doch im Winter stark die Abkühlung und im Sommer trägt es mehr zur Erwärmung des Raumes als zu seiner Lüftung bei. Selbstverständlich ist sorgfältigst darauf zu achten, dass sich keine Tropfstellen über den elektrischen Maschinen bilden können.

Eine doppelreihige Anlage mit Seiten- und Oberlicht zeigt das Krafthaus der Urfttalsperre (Taf. XLVIII, Fig. 8—10). Hier ist das im First angelegte Oberlicht so kurz, dass eine Tropfgefahr für die elektrischen Maschinen nicht besteht.

Die künstliche Beleuchtung der Krafthäuser wird im Teil B dieses § besprochen.

d) Wände und Fussboden. Die Wände und der Fussboden sind zur Vermeidung von Staub möglichst glatt und abwaschbar zu machen. Bei einigen Anlagen ist in dieser Beziehung ein gewisser Luxus getrieben, indem z. B. die Seitenwände bis 1,5—2 m hoch mit glasierten Kacheln oder Stuccolustro (falscher Marmor) bekleidet wurden. Die bezüglichen Mehrkosten spielen im Vergleich zu den Gesamtanlagekosten keine erhebliche Rolle und da derart hergestellte Wände immerhin in bezug auf peinlichste Sauberkeit erziehlich wirken, so kann ein solcher Luxus u. U. wohl als gerechtfertigt angesehen werden. Ein solider Glattputz mit Ölanstrich, welcher abwaschbar ist, genügt aber auch vollkommen.

Der Fussboden wird vielfach aus Terrazzomosaik hergestellt oder mit sauberen Fliesen oder mit Holzdielen (wie der Flur über den Turbinenkammern bei Chèvres Taf. XXVIII, Fig. 3) belegt. Zur Isolierung gegen Erde legt man zweckmässigerweise um die elektrischen Maschinen herum entweder einen sauberen Holzfussboden oder besser einen Belag aus bestem, dicken Linoleum und zwar bündig mit der übrigen Flurebene, um ein Stolpern der Wärter zu vermeiden.

Um im Winter die Kälte und im Sommer die Wärme abzuhalten, empfiehlt es sich die Mauerstärken der Wände nicht zu knapp zu wählen, sie aus wärmeisolierendem Material herzustellen und wenn angängig Luftschichten einzulegen.

e) Der Laufkran und die Höhe des Maschinensaales. Jeder Maschinensaal muss mit einem Laufkran versehen sein, damit etwaige Reparaturen leicht und schnell ausgeführt werden können. Die nachstehende Tabelle I gibt eine Übersicht über die Tragfähigkeit der verwendeten Kräne bei einigen Anlagen, über die Höhe der Kranbahn über Maschinenflur und über die Gesamthöhe des Maschinensaales bis zur Dachbinder-Unterkante. Über die Raumbedürfnisse wird, wie schon erwähnt, in den folgenden Abschnitten noch einiges mitgeteilt werden, allgemein gilt aber, dass bei einreihiger Aufstellung zwischen den äussersten Vorsprüngen der Maschinen und mindestens einer Längswand noch soviel Platz vorhanden sein muss, dass man daselbst die grössten Maschinenteile bequem absetzen kann. Bei zweireihiger Aufstellung kann dieser Platz im Mittelweg gewonnen werden.

e) Heizung. Obwohl im vollen Betriebe die Wärmeentwickelung der elektrischen Maschinen (S. 995) stark genug ist, um den Maschinensaal ausreichend zu erwärmen, ist es doch zweckmässig, an ein bis zwei Stellen Rauchrohre einzubauen und über Dach zu führen, um nötigenfalls durch eiserne Regulieröfen den Maschinensaal heizen zu können. Die Kosten hierfür sind gering. Meistens ist bei der Betriebseröffnung der Kraftbedarf noch nicht so gross, dass ein stärkerer und fortlaufender Betrieb stattzufinden hat und dann kann der Aufenthalt in dem kalten Maschinensaal für das Personal gesundheitsschädlich sein und eine Beheizung direkt notwendig werden.

Tabelle I.

Übersicht über die Tragfähigkeit von Laufkränen und die Höhe von Maschinensälen.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Druckhöhe des Wassers in m	Anzahl, Leistung in PS_e und Uml./Min. der in dem Krafthause aufgestellten Hauptmaschinen (die Erregersätze und andere Hilfsmaschinen sind nicht mitgerechnet)	Art der Turbinen	Breite des Maschinensaales m	Höhe der Kranbahnoberkante über dem Maschinenflur m	Tragkraft des Kranes t	Höhe von U.K. Dachbinder über Maschinenflur m	Angaben über die Dachkonstruktion und Eindeckung bei einigen Anlagen
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.	Vizzola, Taf. II, Fig. 2	28,0	10 × 2000 PS_e mit 187 Uml. Min.	Liegende Gehäuse-Francis-Turbinen	16,7	8,50	30	12,0	Eiserne Dachbinder mit Tonziegelplatten u. Holzzement.
2.	Bergamasca, Taf. IX, Fig. 7	27,5	3 × 600 „ „ 230 „ 1 × 400 „ „ 300 „	Liegende Gehäuse-Francis-Turbinen	11,20	5,00	—	7,0	Dachstuhl in Holz und Eisen.
3.	Ceres Ala, Taf. XI, Fig. 7	100,0	4 × 750 „ „ 375 „	Liegende Gehäuse-Francis-Turbinen	10,0	5,65	—	8,75	Dachbinder aus Holz.
	St. Maurice-Lausanne Taf. XXIX, Fig. 12	36,10	5 × 1000 „ „ 300 „ erster Ausbau	Liegende Gehäuse-Francis-Turbinen	14,0	6,0	7	8,0	Eiserne Polonceau-Dachbinder.
5.	Funghera, Taf. X, Fig. 12	63,0	6 × 1500 „ „ 200 „ nach vollem Ausbau	Liegende Gehäuse-Francis-Turbinen, zweireihig	15,3	7,5	—	10,30	Dachbinder aus Holz mit Ziegeldeckung.
6.	Urfttalsperre Taf. XLVIII, Fig. 8–10	70—110	8 × 2000 „ „ 500 „ nach vollem Ausbau	Liegende Gehäuse-Francis-Turbinen, zweireihig	23,0	5,50	—	7,5	Eiserne bogenförm. Dachbinder, Eindeckung mit Schwemmsteinkappen.
7.	Kanderwerk, Taf. XXVI, Fig. 6	64,0	6 × 900 „ „ 300 „	Liegende Gehäuse-Girard-Turbinen	11,5	7,15	—	10,0	—
8.	Les Clées-Yverdon, Taf. XIX, Fig. 4	41—47,0	6 × 300 „ „ 480 „	Liegende Gehäuse-Turbinen mit Ringschieber	10,40	4,75	5	6,0	Eisernes Polonceaudach mit Holzsparren.
9.	Vallorbe, Taf. XXXI, Fig. 5	236,0	5 × 1000 „ „ 375 „ noch Platz für 8 Aggregate	Liegende Peltonräder	12,50	6,70	12	10,0	Dachbinder aus Eisen mit Zementplatten und Holzzementeindeckung.
10.	Turbigo, Taf. VII, Fig. 1 u. 2	7,5—8,20	5 × 1500 PS_e mit 125 Uml./Min.	Liegende Francis-Schacht-Turbinen	10,0	9,15	25	12,0	Eiserne Dachbinder mit Tonziegelplatten u. Holzzement.
11.	Wangen, Taf. XXIII, Fig. 2	6,81—9,27	7 × 1500 „ „ 150 „	Liegende Francis-Schacht-Turbinen	10,0	7,50	15	9,30	Eiserne Dachbinder mit Holzzement-Eindeckung.
12.	Lechwerk-Gersthofen, Taf. XLV, Fig. 4 u. 5	10,0	5 × 1500 „ „ 96 „	Liegende Francis-Schacht-Turbinen	10,74	8,0	25	—	—
13.	Marbach-Stuttgart Taf. XLVI u. Abb. 144 S. 574 und Taf. LXI, Fig. 1 u. 2	2,7—3,2	4 × 800 „ „ 34,7 „	Stehende Schacht-Turbinen	13,0	6,0	10	—	—
14.	Chèvres, Taf. XXVIII, Fig. 1	8,15—4,30	5 × 1200 „ „ 80 „ 10 × 1200 „ „ 120 „	Stehende Schacht-Turbinen	10,20	7,0	80	9,20	Eiserne Dachbinder, Holzzement-Eindeckung.
15.	Hagneck, Taf. XXXIII, Fig. 5	5,8 9,0	5 × 1800 1500 PS_e bei 100 Uml. Min.	Stehende Schacht Turbinen	11,0	7,0	25	9,10	- -

f) Lüftung. Auf eine ausreichende Lüftung muss, namentlich in wärmeren Gegenden, unbedingt Bedacht genommen werden, weil die Wärmeentwickelung der Maschinen so gross werden kann, dass der Aufenthalt in dem Maschinensaal gesundheitsnachteilig wird. Abgesehen davon leiden aber auch die elektrischen Maschinen bei zu grosser Innentemperatur des Maschinensaales. Infolge der unvermeidlichen Erwärmung der Maschinenwickelung während des Betriebes über die Höhe der Raumtemperatur hinaus sind Betriebsstörungen zu befürchten, wenn letztere zu hoch wird. Jedenfalls wird die Wicklung ein und derselben Maschine viel später der Erneuerung bedürfen, wenn die Raumtemperatur in mässigen Grenzen gehalten wird und bei sachgemässer Anlage der Lüftung werden sich die aufgewendeten Kosten als wirtschaftlich vorteilhafte Ausgabe erweisen. Der Gesichtspunkt einer ordentlichen Lüftung des Maschinensaales und der Transformatorenräume ist bei ausgeführten Krafthäusern bisher in den meisten Fällen noch nicht in genügender Weise berücksichtigt, obwohl die aus dem Mangel der Lüftung entstehenden Übelstände von den Elektrotechnikern längst erkannt wurden. Es mögen daher im nachfolgenden einige Anhaltspunkte gegeben werden, wonach der projektierende Bauingenieur die generellen Anordnungen für die Lüftung treffen kann. Diese Anordnungen werden den Kostenanschlag, wenn von vornherein vorgesehen, nicht nennenswert belasten, sind aber nachträglich entweder überhaupt nicht, oder nur mit grossen Kosten und unter unliebsamen Störungen des Betriebes einzubauen. Für die endgültigen Einzelheiten des Projektes der Lüftungsanlage wird sich der entwerfende Bauingenieur bei grösseren Krafthäusern zweckmässig mit einer Spezialfirma in Verbindung zu setzen haben.

Man darf annehmen, dass der gesamte Energieverlust in einer elektrischen Maschine oder einem Transformator sich in Wärme umsetzt und dem Betriebsraum zuströmt. Bezeichnen: A die Leistung der Maschinen, bezw. der Transformatoren in KW, η' die Prozentzahl des wirtschaftlichen Wirkungsgrades (vergl. die Zahlentafeln S. 334 u. 1040), W die in einer Stunde erzeugte Wärmemenge in W.E. (kg/Kalorien), dann gilt genau genug:

$$W = 8{,}6 \, . \, A \, . \, (100 - \eta') \text{ in W.E.}^{6)} \qquad (1)$$

Wird durch einen Widerstand die Spannung von E auf E_1 Volt verringert und beträgt die Stromstärke J Ampère, so strömen dem Betriebsraum aus dem Widerstande stündlich

$$W = 0{,}860 \, J \, (E - E_1) \text{ in W.E.} \qquad (2)$$

zu. Wenn man die Stärke des Widerstandes durch R in Ohm ausdrückt und die Stromstärke wieder durch J in Ampère, so gilt:

$$W = 0{,}860 \, R \, J^2 \text{ in W.E.} \qquad (3)$$

Selbstverständlich werden die Energieverluste in den Leitungen, Schaltern, Kontakten etc. gleichfalls in Wärme umgesetzt dem Betriebsraume zuströmen, man kann aber diese kleinen Wärmequellen vernachlässigen und sich damit begnügen, nur die in den Maschinen, Transformatoren und Widerständen liegenden Hauptwärmequellen zu berücksichtigen.

Um die Temperatur eines cbm Luft um 1° zu erhöhen, sind rd. 0,203 W.E. bei unveränderlichem Rauminhalt erforderlich[7]. Es findet aber bekanntlich durch jede Wand eines umschlossenen Raumes fortgesetzt ein Wärmeausgleich statt, falls die Temperaturen zu beiden Seiten verschieden sind. Die Grösse dieses Wärmeausgleiches ist in der Hauptsache abhängig von der Art und Dicke des Materials der Wände, des

---

6) Nach Angaben der Siemens-Schuckert-Werke, Berlin.

7) Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. 1905. Abt. I. S. 292.

Fussbodens, der Dachflächen usw., sowie von der Grösse des Temperaturunterschiedes aussen und innen.

Es wurde bereits oben (S. 993) empfohlen, die Umfassungswände des Maschinensaales und der Transformatorenräume aus wärmeisolierendem Material herzustellen, und es empfiehlt sich weiter — namentlich in heissen Klimaten — bei einseitiger Lichtgebung die lichtgebende Hauptfront nach der der Sonne abgekehrten Himmelsrichtung zu legen.

Zur rechnungsmässigen Bestimmung der durch die Umschliessungsflächen ausstrahlenden Wärme sind in nachstehender Tafel Zahlenwerte für den Erfahrungsbeiwert k mitgeteilt, welcher angibt, wieviel W.E. stündlich durch 1 qm Umfangsfläche für jeden Grad Temperaturunterschied stündlich durchgehen.

Zahlentafel für Wärmedurchgangswerte k (vergl. Hütte 1905. II. S. 114).

1. Für volles Ziegelmauerwerk.
   Stärke der Mauer (ohne Putz) in m = 0,12, 0,25, 0,38, 0,51, 0,64, 0,77, 0,90, 1,03, 1,16,
   k = 2,40, 1,70, 1,30, 1,10, 0,90, 0,80, 0,65, 0,60, 0,55.

2. Ziegelmauerwerk mit Luftschicht.
   Mauerstärke in m = 0,24, 0,37, 0,5, 0,63, 0,76, 0,89,
   k = 1,4, 1,1, 0,9, 0,8, 0,7, 0,6,

3. Sandstein und Kalksteinmauerwerk.
   Mauerstärke in m = 0,30, 0,40, 0,50, 0,60, 0,70, 0,80, 0,90, 1,00, 1,10, 1,20,
   für Sandstein k = 2,20, 1,90, 1,70, 1,65, 1,40, 1,30, 1,20, 1,10, 1,00, 0,95,
   für Kalkstein k = 2,5, 2,2, 2,0, 1,8, 1,7, 1,5, 1,4, 1,3, 1,10, 1,05.

4. Sandstein mit Ziegelstein-Hintermauerung.
   Stärke der Sandsteinmauer in m = 0,25, 0,25, 0,25, 0,50, 0,50, 0,50, 0,50,
   Stärke der Ziegel-Hintermauerung in m = 0,38, 0,51, 0,64, 0,12, 0,25, 0,38, 0,50,
   k = 1,0, 0,9 0,75, 1,3, 1,0, 0,85, 0,75,

5. Stampfbeton.
   Stärke in m = 0,05, 0,10, 0,15, 0,20, 0,25, 0,30,
   k = 3,4, 2,7, 2,3, 2,0, 1,7, 1,5.

6. Türen und Fenster.

   Türen.
   Fichtenholz 2—3 cm, 4—5 cm dick
   k = 2 1,5
   Eichenholz 2—3 cm 4—5 cm dick
   k = 2,8 2,0

   Fenster.
   Einfaches Fenster
   k = 5
   Doppelfenster
   k = 2,25

7. Fussboden und Decken.
   a) Steingewölbe mit Fliessenbelag k = 1,66,
   Steingewölbe mit Asphaltguss k = 1,58,
   Steingewölbe mit Linoleum k = 1,66,
   b) Eichener Stabfussboden in Asphalt k = 1,4,
   c) Massiver Fussboden über dem Erdreich k = 1,4,
   d) Gewölbe mit Dielung als Fussboden k = 0,45,
   als Decke k = 0,7,
   e) Balken mit einfacher Bretterlage k = 1,6,
   f) Balkenlage mit Windelboden, Füllung, Rohr und Putz, wenn kalte Luft oberhalb k = 0,43,
   wenn kalte Luft unterhalb k = 0,22.

8. Dächer.
   Teerpappdach auf Schalung k = 2,13,
   Zinkdach oder Kupferdach wie vor k = 2,17,
   Schieferdach wie vor k = 2,1,
   Ziegeldach k = 4,85,
   Holzzementdach k = 1,32,
   Wellenblechdach k = 10,4.

Um also die Anzahl n der W.E., welche von innen nach aussen stündlich ausströmen oder von aussen nach innen eintreten können, zu berechnen, sind die Flächen F in qm mit dem Beiwert k und dem Temperaturunterschied d in Celsiusgraden zu multiplizieren. Bei deutschen Verhältnissen wird man für die nachstehenden Berechnungen eine Temperatur von 30° im Freien als Höchsttemperatur ansehen können, und es kann,

da eine solche Temperatur immerhin nur kurze Zeit herrschen wird, noch als statthaft erscheinen, im Betriebsraum 36° vorübergehend zuzulassen. Es wäre daher die höchst zulässige Übertemperatur mit 6° einzusetzen, also die qm der Umschliessungsflächen mit dem Ausströmungsbeiwert k und mit 6 zu multiplizieren.

Aus diesen Überlegungen und mit Hilfe der angegebenen Zahlen lässt sich auch eine Übersicht gewinnen, inwieweit es erforderlich ist, eine anderweitige künstliche Beheizung der Maschinenräume vorzusehen. Die Transformatorenräume bedürfen einer ständigen Aufsicht nicht und ihre Beheizung kommt deshalb nicht in Frage.

Wie sich die etwa erforderliche Beheizung verhältnismässig leicht und einfach erzielen lässt, so lässt sich in den meisten Fällen auch die Abführung der durch die Maschinen erzeugten W.E. in der heissen Jahreszeit durch verhältnismässig einfache Mittel erreichen, wenn von vornherein bei der Bauanlage darauf Rücksicht genommen wird.

Das einfachste und zweckmässigste Mittel zur Abführung der W.E. aus Maschinensälen und Transformatorenräumen ist der Luftwechsel. Die Anbringung von wasserführenden Kühlschlangen oder Kühlregistern an den Wänden des Maschinensaales oder Transformatorenraumes selbst würde zu starken Niederschlägen führen und feuchte Wände erzeugen, was durchaus unerwünscht ist.

Die Grösse des erforderlichen Luftwechsels wird ausgedrückt durch die Formel

$$L = \frac{w\,(1 + \alpha\, t)}{0{,}307\,(t - t_1)} \text{ in cbm/Stunden.} \tag{4}$$

Hierin bedeuten:

L den stündlichen Bedarf an frisch zu- oder abzuführender Luft in cbm,
w die durch den Luftwechsel stündlich abzuführenden W.E. $= W \pm n$,
t die höchstzulässige Raumtemperatur in Celsiusgraden (in Kopfhöhe gemessen),
t_1 die höchste, praktisch in Rechnung zu stellende Aussentemperatur in Celsiusgraden, beziehungsweise die Temperatur der Zuluft,
α die Ausdehnungszahl der Luft $= 0{,}003665 = 1:273$.

Nachfolgende Zahlentafel ergibt für eine Reihe von Fällen die zu- oder abzuführende Luftmenge L in cbm, für eine zu beseitigende Wärmemenge von 100 W.E. [8]).

Tafel der stündlich ab- oder zuzuführenden Luftmenge L in cbm zur Beseitigung einer Wärmemenge von 100 W.E.

Temperatur der Zuluft t_1 in C°	Stündlich zu- oder abzuführende Luftmenge in cbm, wenn die zulässige Temperatur t des Raumes oder der Abluft beträgt:												
	18°	19°	20°	21°	22°	23°	24°	25°	26°	27°	28°	29°	30°
15	116	87	70	60	50	44	40	36	33	30	28	26	24
16	174	117	88	70	60	51	44	40	36	33	30	28	26
17	348	175	117	88	71	60	51	45	40	36	33	30	28
18	—	350	175	117	88	71	60	51	45	40	36	33	30
19	—	—	351	176	118	89	71	60	51	45	40	36	33
20	—	—	—	352	177	118	89	71	60	51	45	40	36

Bemerkung: Die Zahlen gelten angenähert nach Formel 4 auch für andere Werte für t_1 und t, wenn nur die Differenz dieselbe bleibt.

Wenn man also z. B., deutsche Verhältnisse zugrunde gelegt, eine Aussentemperatur $t_1 = 30°$ C annimmt und die höchste zulässige Temperatur im Maschinensaal zu 36° C, so müssten $L \cong 0{,}60 \cdot w$ cbm Luft stündlich durch den Raum getrieben werden.

8) Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. 1905. Abt. II. S. 104 u. 105.

Die **Herbeiführung des Luftwechsels** kann nun geschehen:

1. **Durch Anlagen, deren Wirkung auf Ausnutzung der Temperaturdifferenz (Druckdifferenz) beruht** und
2. **durch mechanische Lüftungsanlagen, deren Wirkung auf maschineller Erzielung von Luftüber- oder Luftunterdruck beruht.**

Zu der ersten Art der Anlagen gehören natürlich auch Fenster und Türen, aber sie sind von unzureichender Wirksamkeit, weil die genügende Höhe der Luftsäule fehlt. Oft findet man an ein und derselben Seite zu Lüftungszwecken Luftlöcher a und a_1 in den Wänden (Abb. 350) angebracht. Diese Art von Lüftung verfehlt aber vollkommen ihren Zweck, weil die Luftströmung sich an der einen Wand entlang bewegt und daher zur Wärmeabführung aus dem Raum ungenügend beiträgt.

Die Geschwindigkeit der Luft in Kanälen hängt ab von der Höhe h der Luftsäule, (Höhendifferenz zwischen Eintritts- und Austrittsmündung), sowie von der Differenz d der Temperatur der Aussenluft bezw. Zuluft t_1 und der Temperatur in dem gelüfteten Raume und in den Kanälen t, t′, t″, t‴ usw.[9]).

In der nachstehenden Zahlentafel sind Angaben für die Geschwindigkeiten v der Luft in m/sek. gemacht gültig **für den kleinsten freien Querschnitt** des Kanals bis zu Temperaturdifferenzen $(t - t_1)$ von 8° und für Höhen h, wie sie für Krafthäuser meistens in Betracht kommen.

Luftgeschwindigkeit v in m/sek. für den kleinsten freien Querschnitt von Kanälen.

Höhe der Luftsäule h in m	Temperaturunterschied			
	d = 2°	d = 4°	d = 6°	d = 8° C
2	—	—	0,3	0,33
3	—	0,34	0,2	0,47
4	—	0.42	0,51	0,59
5	0,34	0,49	0,59	0,69
6	0,39	0,55	0,67	0,77
7	0,43	0,60	0,73	0,83
8	0,47	0.65	0,78	0,88
9	0,50	0,68	0,82	0,93
10	0,52	0,72	0,87	0,98

Man darf das Mass h nicht vom Maschinenflur ab, sondern muss es von der Oberkante der Maschinen, der Transformatoren oder der Widerstände ab rechnen (vergl. Abb. 350).

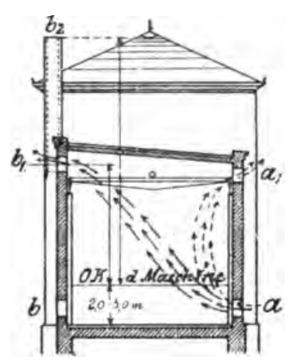
Als kleinster Querschnitt des Kanals würde die Summe der Querschnitte der Eintrittsöffnungen a bezw. b zu verstehen sein, welche gleich derjenigen der Austrittsöffnungen a_1, b_1 bezw. b_2 sein muss. Sind also die zuzuführende Luftmenge L und die Differenz $(t - t_1)$ gegeben, so kann man auf Grund der vorstehenden Zahlentafel den Querschnitt q der Luftzuführungs- und Abführungsöffnungen $q = \frac{L}{v}$ in qm berechnen oder bei gegebenem Querschnitt q den erreichbaren Luftwechsel $L = q \cdot v$ ermitteln. Um von der Windrichtung unabhängig zu sein, ist es zweckmässig zwei Reihen gegenüberliegender Öffnungen a und b und b_1 und a_1 (Abb. 350) anzulegen. Auf der Windseite wird

[9]) Bezüglich der Formeln zur Berechnung der Luftgeschwindigkeit sei auf Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. 1905. Abt. II. S. 109 verwiesen.

dann stets die untere Öffnung a oder b für den Eintritt der Frischluft und für Austritt der Luft auf der gegenüberliegenden Seite b_1 oder a_1 zu öffnen sein.

Um die Höhe h zu vergrössern, kann man natürlich die Luftschächte über Dach führen, oder sofern z. B. für Wohnzwecke etwa höhere Aufbauten vorhanden sind, an oder in diesen Luftschächte mit entsprechenden Querschnitten anlegen. Hervorzuheben bleibt, dass bei allen derartigen Anlagen die Entnahmestelle der Frischluft möglichst frei von Staubbildung sein muss und dass die Luft nicht zu feucht sein darf, weil sonst freilich die ganze Lüftungsanlage unter Umständen mehr schaden als nützen kann. Dachreiter und hochgelegene Fenster können nur dann eine wirksame Lüftung des Raumes in Maschinenhöhe ermöglichen, wenn möglichst nahe am Boden ausreichende Öffnungen für den Eintritt von Frischluft vorhanden sind.

Abb. 350. Schematischer Querschnitt durch ein Krafthaus mit Lüftungsanlage unter Ausnützung der Druckdifferenz.



Für grössere Anlagen wird man selten — namentlich in wärmeren Gegenden — mit Lüftungen, deren Wirkung nur auf Ausnützung der Temperaturdifferenz beruht, auskommen können, sondern zu elektrisch angetriebenen Ventilatoren zu greifen haben. Derartige Ventilatoren sind in der Beschaffung sowohl wie im Betriebe verhältnismässig billig. Sie können dort, wo, wie z. B. in Transformatorenräumen, keine Bedienung vorhanden ist, durch einen Temperaturkontakt in Betrieb gesetzt werden, sodass sie nur dann laufen, wenn es die unzulässig gesteigerte Raumtemperatur verlangt.

Es ist für Krafthäuser am meisten zu empfehlen, die Ventilatoren als Drücker arbeiten zu lassen. Die vollkommenste Anlage entsteht aber, wenn auch noch Saugventilatoren in den oberen Wandflächen hinzugefügt werden, welche die Luft aus dem Maschinenraum saugen. Es ist wünschenswert in dem Maschinenraum Überdruck zu haben, damit aus den Nebenräumen, z. B. aus dem Akkumulatorenraum, keine schlechte Luft eintreten kann und damit die Wärmeausstrahlung durch die Wände befördert wird. Zu diesem Zweck wird man die Drücker erheblich leistungsfähiger wählen als die Sauger. Die erforderliche Betriebskraft eines Ventilators ergibt sich zu

$$N = \frac{0,0000048 \, . \, L \, . \, h}{\eta \, (1 + \alpha t_1)} \simeq \frac{Q \, . \, h'}{75 \, \eta} \text{ in } PS_e \text{ [10]}.$$

Hierin bedeuten:

t_1 die Temperatur der Zuluft,
L die verlangte Luftmenge in cbm/Stunden,
h die Druckhöhe in m Luftsäule,
η den Wirkungsgrad des Ventilators (je n. Ausführung 0,25—0,40 beim ersten Ausdruck, 0 45 beim zweiten),
Q die Luftmenge in cbm/sek.,
h' die Druckhöhe in mm Wassersäule = 1,293 h. Wegen α siehe S. 997.

Bei Berechnung der Druckhöhe h sind übrigens eine ganze Reihe von Widerständen zu berücksichtigen, deren Besprechung hier zu weit führen würde. Es sei deshalb wegen der bezüglichen Formeln auf die Literaturangabe in Fussnote 10 verwiesen.

Beispiel: In dem Krafthause der Anlage Vizzola (Taf. II, Fig. 1 u. 2 und Abb. 47, 48 u. 49, S. 350/351) sind 10 Maschinen von zusammen rd. 14000 KW Leistung aufgestellt. Nimmt man einen Wirkungsgrad der Stromerzeuger von 93% an und macht ferner die Annahme, dass 70% der Maschinen gleichzeitig voll belastet arbeiten, so werden nach Formel (1) stündlich 14000 . 8,6 . (100 — 93) . 0,7 = 589960,0 W.E. erzeugt. Es soll hier die Annahme gemacht werden, dass die Temperatur im

[10]) Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. 1905. Teil II. S. 108—111 u. Teil I. S. 1306.

Maschinensaale nicht höher als die Aussentemperatur steigen darf. Demnach wäre ein Wärmeausgleich nur durch den kühleren Fussboden und durch die nach den Druckrohren zu gelegene Wand in einer Höhe von etwa 8,5 m zu erwarten. Nimmt man die Temperaturdifferenz zwischen dem Fussboden und dieser Wand einerseits und dem Innenraum andererseits zu 10 Grad an, so würde, da die ausgleichenden Flächen rd. 91,20 . 16,7 + 91,20 . 8,5 = 2398 qm gross sind, wenn man den Ausgleichbeiwert k zu 1,4 zugrunde legt, stündlich 2398 . 1,4 . 10 = 33 572 W.E. ausstrahlen. Es blieben also durch Luftwechsel abzuführen: 589 960 — 35 572 = 554 388 W.E. Hätte man hingegen eine Aussentemperatur von z. B. 40° C angenommen und eine höchste Raumtemperatur von 36°, so hätte man zu den 554 388 W.E. noch die von aussen durch die von der Aussenluft umspülten Umfassungsflächen dringenden W.E. = F . 4 . k + F'4k' + ... Fn'4kn' hinzuaddieren müssen. — Wenn man bei unseren Annahmen in den Raum gegen die Aussentemperatur um 6 Grad abgekühlte Luft einführte, so würde ein Luftwechsel L nach Formel (4) von 554 388 . 0,60 = rd. 332 633 cbm stündlich erforderlich sein. Es müssten also sekl. rd. 93 cbm/sek. oder rd. 560 cbm/Min. zugeführt werden. Wenn man sich die 10 Druckrohre von je 2,0 m Dm. mit Betongewölben umgeben und diese Gewölbe an dem Schieberhause einige Meter lotrecht heraufgeführt und ihre entsprechend erweiterten Mündungen behufs Abhaltung von Staub und Ungeziefer durch feinmaschige Siebe verschlossen dächte, so würden diese Kanäle sehr geeignet für die Zuführung gekühlter Luft sein. Man hätte sich diese Kanäle unter dem Maschinenflur fortgesetzt und bis an die Generatoren herangeführt zu denken. Jeder Generator selbst wäre etwa mit einer auf dem Rande der Maschinengrube stehenden geschlossenen Blechumhüllung zu umgeben, deren Mündungsöffnung in Höhe von etwa Maschinenoberkante, also um rd. 2,0 m über dem Flur anzulegen wäre, damit die Bedienungsmannschaften durch die austretende Luft nicht belästigt werden könnten. Da auf jedes dieser Lüftungsrohre demnach 9,3 cbm/sek. entfallen würden, müsste bei einer Austrittsgeschwindigkeit der Luft von 2,5 m/sek. jede Austrittsöffnung eines Luftschachtes am Generator $\frac{9,3}{2,5} \backsimeq 3,8$ qm gross sein. Es wäre nun in jedem Luftkanal unter dem Maschinenflur ein Druckventilator für 560 cbm/Min. einzubauen, wofür etwa eine Motorleistung von 3 PS_e erforderlich sein würde[11]).

Die Oberfläche jedes Druckrohres beträgt bei rd. 40 m ausnutzbarer Länge etwa 251 qm und wenn man den Ausstrahlungsbeiwert k für Eisen zu 10 und die Temperaturdifferenz zwischen dem Betriebswasser und der Luft an heissen Tagen zu 18° annimmt, so würden durchschnittlich durch jedes Rohr stündlich 251 . 18 . 10 = 45 180 W.E. an das Wasser abgegeben werden können, also in allen 10 Luftkanälen 451 800 W.E.

Durch jedes Rohr fliessen 7,1 bis 8 cbm/sek. Wasser, also stündlich 25 560 bis 28 800 cbm, welche also nur um 0,00177° bezw. 0,00157° C erwärmt würden.

Um die oben als erforderlich ermittelte stündliche Luftmenge von 332 633 cbm um 6° C abzukühlen, sind 332 633 . 0,203 . 6 = rd. 397 470 W.E. abzuführen, sodass also die Kühlanlage ausreichend erscheint.

Die 10 Ventilatoren würden etwa 5000 Mk. kosten, die Betongewölbe dürften, wenn sie von vornherein beim Bau hergestellt wären, etwa mit 12 000 Mk. zu veranschlagen sein, sodass die gesamte Lüftungseinrichtung einschliesslich der Blechumhüllungen an den Generatoren etwa auf 20—25 000 Mk. zu stehen gekommen wäre.

Der nachträgliche Einbau der besprochenen Lüftungsanlage würde dagegen, soweit er unter dem Maschinenflur zu liegen käme, grosse Schwierigkeiten verursachen und wenn überhaupt ausführbar, um ein vielfaches teurer werden.

Die Stromkosten für den Ventilatorenantrieb spielen bei Wasserkraftanlagen selten eine erhebliche Rolle; in Vizzola aber würde das noch um so weniger der Fall gewesen sein, weil gerade im Sommer wegen der Schneeschmelze im oberen Tessin Wasser immer reichlich vorhanden zu sein pflegt. Jedenfalls würde an der Erhaltung der Maschinen ganz erheblich mehr gespart worden sein, als die Kosten für Verzinsung, Tilgung, Erneuerung und Erhaltung der Ventilationsanlage hätten ausmachen können.

Zur weiteren Vervollkommnung der besprochenen Anlage würden dann an den beiden Giebelwänden noch je ein oder je zwei Saugventilatoren einzubauen gewesen sein.

Tatsächlich hat die starke Temperaturerhöhung in dem Maschinenraum der Anlage Vizzola dazu beigetragen, dass die Wicklung einzelner Maschinen bereits nach achtjährigem, allerdings sehr intensivem Betriebe einer Erneuerung bedarf.

---

11) Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. 1905. Abt. I. S. 1308.

Noch wichtiger als in europäischen Ländern ist die Einrichtung einer guten Lüftung für elektrische Krafthäuser in den tropischen Gebieten, wie z. B. für den Maschinensaal der Mexican Light and Power Company Ltd an den Necaxafällen — das Krafthaus liegt etwa 150 km von der Stadt Mexiko entfernt, — wovon die Abb. 351 u. 352 eine Vorstellung geben.

Abb. 351. Inneres des Maschinensaales der Mexican Light and Power Company Ltd. an den Necaxa-Fällen.

Abb. 352. Ansicht des im Bau befindlichen Krafthauses der Mexican Light and Power Company Ltd. an den Necaxa-Fällen.

In diesem Maschinenhause sind 6 Drehstromgeneratoren[12]) von je 5500 KW-Leistung aufgestellt. Das Maschinenhaus ist von Flurhöhe bis zum Dachfirst 19,8 m hoch, in Flurhöhe 30,6 m breit und einschl. der Nebenräume rd. 70,0 m lang. Die Generatoren werden von stehenden Peltonturbinen von je 8200 PS_e mit 300 Uml.-Min.[13]) angetrieben. Da auf 100 PS_e, wenn man die Nebenräume noch hinzurechnet, etwa 4,35 qm kommen, so ist wie der Vergleich mit den Angaben in Tabelle IV, S. 1012 zeigt, die Bodenfläche verhältnismässig knapp. Obwohl das Wasser in Druckrohrleitungen zugeführt wird und man also sonst wohl liegende Maschinen hätte wählen müssen, entschloss man sich hier doch zu stehenden Maschinen, weil wegen des vulkanischen Charakters der Gegend Erdbeben zu befürchten sind und man die bebaute Fläche deshalb nach Möglichkeit einschränken wollte. Aus demselben Grunde hat man auch eine Eisenkonstruktion mit Betonausfüllung gewählt. Die Anordnung eines Daches auf Polonceauträgern mit Dachreiter ist wahrscheinlich im Hinblick auf die bessere Lüftung gewählt worden. Es wäre aber besser gewesen, zur Abhaltung der Wärme ein flaches Dach mit Holzzement ohne Oberlicht aufzusetzen und für künstliche Lüftung zu sorgen. Man hätte die eine nach Norden gestellte Längswand mit Seitenlicht versehen und an der nach Süden gerichteten Wand zur weiteren Lichtgebung in passenden Fenstergrössen lichtgebende Wandteile aus Glassteinen, welche sehr gut wärmeisolierend wirken, herstellen können.

---

[12]) Geliefert von den Siemens-Schuckertwerken, Berlin (vergl. Modern Mexico Vol. XX, Nr. 7, 1906, S. 33).

[13]) Geliefert von Escher, Wyss & Co., Zürich.

Aus dem oben gegebenen Beispiel kann man hier leicht übersehen, welche Temperatur in einem solchen Maschinenraum entstehen muss bei einer Aussentemperatur von über 40°, und es haben sich tatsächlich auch für den Konstrukteur der elektrischen Maschinen aus dem Mangel einer künstlichen Lüftung erhebliche Schwierigkeiten ergeben. Dabei wäre aber gerade hier eine künstliche Luftzuführung deshalb verhältnismässig leicht anzubringen gewesen, weil die sechs eisernen Druckrohre von je 30″ = 762 mm Dm. bis unmittelbar an das Krafthaus in einen etwa 365,0 m langen Tunnel herangeführt werden. Dieser Tunnel wäre als Lüftungskanal unmittelbar verwertbar gewesen. Man hätte nur unter den Maschinenflur einen oder mehrere grosse Luftschächte anzulegen gehabt, welche man an den einzelnen Maschinen hätte ausmünden lassen können.

Bemerkt sei noch, dass bei derartigen Anlagen die Luftschächte vor der Betriebseröffnung sorgfältigst sauber gemacht werden müssen, damit Staubbildung vermieden wird, und dass man zur Abhaltung von Ungeziefer die Eintrittsöffnungen mit feinmaschigen Sieben versehen muss.

g) Über die Maschinen- und Fernleitungsspannungen, welche bei 32 im Kap. II beschriebenen Anlagen gewählt wurden, gibt die nachstehende Tabelle II Auskunft, um die vorläufige allgemeine Übersicht zu erleichtern.

2. Krafthäuser mit liegenden Schachtturbinen. Bei dieser Art von Krafthäusern, welche noch bei Druckhöhen bis zu 15 m (S. 764) gebaut werden, bildet die aufwärts gelegene Wand des Maschinensaales zugleich eine Wand der Turbinenkammern.

Beispiele hierfür sind die Anlagen

1. Turbigo (Taf. VII, Fig. 1),
2. Pont Saint-Martin (Taf. XV, Fig. 1 und 4),
3. Wangen (Taf. XXIII, Fig. 1—3),
4. Sault St. Marie (Abb. 130, S. 553),
5. Lechwerk-Gersthofen (S. 1008).

Von der Ausbildung der Turbinenkammer war schon im Kap. III, § 2 Werkkanäle (S. 832) die Rede, sodass nur wenig hinzuzufügen ist. Lassen die klimatischen Verhältnisse Eisbildung nicht befürchten, so kann man durch Verlegung des Rechens hinter die Kammerschützen in die einzelnen Turbinenkammern hinein nicht unerheblich an Breite des Gesamtquerschnitts sparen und die Anlage verbilligen (vergl. die Anlagen Turbigo und Pont Saint-Martin und Tabelle III. S. 1009).

Für jede Turbinenwelle ist eine besondere, völlig abschliessbare Kammer anzulegen, damit jede Turbine für sich ausser Betrieb gesetzt werden kann.

Um Wirbelbildungen zu vermeiden, welche Luft mit ansaugen könnten, wird der Durchflussquerschnitt der Turbinenschächte meistens so bemessen, dass die Geschwindigkeit der absteigenden Wassersäule 0,80 m/sek. nicht erheblich übersteigt.

Die Höhenlage der Sohle, auf welcher die Turbinen ruhen, ist bestimmt 1) durch die höchstzulässige Saughöhe (6,5 bis 7,0 m) und 2) durch die Höhe des Maschinenflurs, welcher wie S. 991 bereits gesagt, tunlichst so hoch liegen muss, dass alle Teile der elektrischen Maschinen hochwasserfrei stehen. Da das Wasser bei Schachtturbinen mit liegender Welle stets am ganzen Umfange eintreten muss, so ist es notwendig, die Leitschaufelkränze mit ihrem unteren Teile so hoch über der Sohle des Schachtes anzuordnen, dass auch in die untersten Leitschaufeln genügendes Wasser gelangt. Turbinen mit einem Kranz (Einradschachtturbinen) hat das Krafthaus Glattfelden (Taf. LXVII, Fig. 2), Turbinen mit zwei Kränzen haben die Anlagen Lechwerk-Gersthofen (Taf. XLV, Fig. 4 und Taf. LXVIII, Fig. 1—4); Turbigo (Taf. VII, Fig. 1) und Pont Saint Martin (Taf. XV, Fig. 1—4); mit drei Kränzen die Manchester Traction Light and Power Co. (Abb. 354, S. 1010); mit vier Kränzen die Anlagen Wangen (Taf. XXIII, Fig. 1 bis 3) und Sault St. Marie (Abb. 130, S. 553); mit sechs Kränzen die Anlage Pasiano (Taf. LXVII, Fig. 3). Mehr Kränze als sechs werden selten zur Verwendung kommen. Bei den Turbinen mit zwei, vier und sechs Kränzen kann kein erheblicher axialer Schub auf die Welle ausgeübt werden, da sich die Schübe

Tabelle II.

Übersicht über die verwendeten Maschinenspannungen und über die Spannungen in den Fernleitungen bei 32 von den im Kapitel II beschriebenen Anlagen.

Bezeichnung der Anlage	Art des Stromsystems					Spannung an den Klemmen der Generatoren in Volt	Spannung der Fernleitung in Volt. Bei den Anlagen mit höherer Spannung als nach Spalte 7 erfolgt die Erhöhung der Spannung durch Transformatoren mit Ausnahme von Anlage 16	Bemerkungen
	1 phasiger Wechselstrom	2 phasiger Wechselstrom	3 phasiger Drehstrom	Gleichstrom	Gemischtes System			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. Vizzola	—	—	mit 50 Per.	—	—	11 000	11 000	Die Eigentümerin der beiden Anlagen, die Società Lombarda per distribuzione di energia elettrica hat von der schweizerischen Société des Forces Motrices de Brusio 14 000 KW erworben, welche sie von der schweizer-italienischen Grenze auf 158 km bis in ihr Absatzgebiet mit 40—45 000 Volt überträgt.
2. Turbigo	—	—	mit 50 Per.	—	—	11 000	11 000	
3. Bergamasca	—	—	mit 50 Per.	—	—	7 000	Anfangs 7000, später höhere Spannung	—
4. Funghera	—	—	mit 50 Per.	—	—	8 000	Anfangs 2000, später 24 000	—
5. Ceres Ala	—	—	mit 50 Per.	—	—	12 000	24 000	—
6. Cenischia	—	—	—	—	—	3 000	30 000	—
7. Pont St. Martin	—	—	mit 50 Per.	—	—	3 000	15 000	—
8. Morbegno a. d. Adda	—	—	mit 15 Per.	—	—	20 000	20 000	Für die Elektr. Vollbahn in der Valtellina. Lecco-Collico-Chiavenna und Collico-Sondrio.
9. La Goule	—	—	mit 50 Per.	—	—	5 500	5 500, später auf etwa 25 000 V. erhöht	
10. Les Clées-Yverdon	—	—	mit 50 Per.	—	—	5 200	5 200	—
11. Kubelwerk	—	—	mit 50 Per.	—	—	10 000	10 000	—
12. Wangen	—	—	mit 50 Per.	—	—	11 000	11 000	—

Fortsetzung der Tabelle II.

Bezeichnung der Anlage	Art des Stromsystems					Spannung an den Klemmen der Generatoren in Volt	Spannung der Fernleitung in Volt. Bei den Anlagen mit höherer Spannung als nach Spalte 7 erfolgt die Erhöhung der Spannung durch Transformatoren mit Ausnahme von Anlage 16	Bemerkungen
	1 phasiger Wechselstrom	2 phasiger Wechselstrom	3 phasiger Drehstrom	Gleichstrom	Gemischtes System			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13. Beznau	—	—	mit 50 Per.	—	—	8 000	8000 und 25 000	—
14. Kanderwerk	—	—	mit 50 Per.	—	—	4 000	16 000	—
15. Chèvres	mit 45 Per.	mit 45 Per.	—	1 Gleichstrommaschine	14 Maschinen sind Wechselstrommaschinen, 1 Gleichstrommaschine	Für die Wechselstrommaschinen 2750 und 5500, für die Gleichstrommaschinen 208 Volt	5 500	Die Gleichstrommaschine ist für die chemische Fabrik „Volta" bestimmt.
16. St. Maurice-Lausanne	—	—	—	System Thury	—	2 500	25 000, Spannungserhöhung durch Serienschaltung	—
17. La Dernier-Vallorbe	—	—	mit 50 Per.	—	—	13 500	13 500	—
18. Lac Tanay-Vouvry	mit 50 Per.	—	—	—	—	5500—6000	5500—6000	—
19. Hagneck	—	—	mit 40 Per.	—	—	8 000	8000 und 16 000	—
20. Hafslund	—	—	mit 50 Per.	—	—	5 000	5 000	—
21. Kykkelsrud	—	—	mit 50 Per.	—	—	5 000	5000 und 20 000	—
22. Jajce	—	—	mit 50 Per.	—	8 Maschinen mit Drehstrom, 8 Maschinen mit Gleichstrom	Drehstrom 155, Gleichstrom 120	—	Die Drehstrommaschinen für Kalzium-Karbid, die Gleichstrommaschinen für eine chemische Fabrik
23. Avignonnet	Die Drehstrommaschinen können auch als 1 Phasenmaschinen laufen	—	mit 50 Per.	—	1 Turbine ist mit 2 in Serie geschalteten Gleichstromgeneratoren gekuppelt	Drehstrom 15 000, Gleichstrom $\frac{2400}{2}$	30 000 oder 15 000 für Drehstrom, 2400 für Gleichstrom	Drehstrom für Licht- und Kraftverteilung, Gleichstrom für Bahnbetrieb.

Fortsetzung der Tabelle II.

Bezeichnung der Anlage	Art des Systems					Spannung an den Klemmen der Generatoren in Volt	Spannung der Fernleitung in Volt. Bei den Anlagen mit höherer Spannung als nach Spalte 7 erfolgt die Erhöhung der Spannung durch Transformatoren mit Ausnahme von Anlage 16	Bemerkungen
	1 phasiger Wechselstrom	2 phasiger Wechselstrom	3 phasiger Drehstrom	Gleichstrom	Gemischtes System			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
24. Jonage-Cusset-Lyon	—	—	mit 50 Per.	—	—	3 500	3 500	Strom wird in unterirdischen Kabeln nach Lyon geleitet.
25. Livet	mit 46,6 Per.	—	—	—	Die später aufgestellten Maschinen dienen für eine Kraftübertragung nach Grenoble	70	32 500	Der niedrig gespannte Strom wird für eine elektrochemische Fabrik, der hochgespannte für die Kraftübertragung nach Grenoble verwendet.
26. Champ (Fure et Morge)	—	—	mit 50 Per.	—	—	8 000	26000 oder 15000	—
27. Ontario Power Co.	—	—	mit 25 Per.	—	—	12 000	12000 und 60000	—
28. Sault St. Marie	mit 60 Per.	—	mit 30 Per.	Gleichstrommaschinen für Mastbahnzwecke	—	Die Gleichstrommaschinen mit 600. Die Einphasenmaschinen mit 90. Die Drehstrommaschine mit 2400	15000 für die Drehstrom-Fernleitung	Fabrikation von Karbid und Licht und Kraftverteilung.
29. Lechwerk-Gersthofen	—	—	2 Maschinen mit 50 Per.	2 von 4 Turbinen mit Gleichstrom gekuppelt	1 fünfte Turbine ist mit einer Gleichstrom- und mit einer Drehstrommaschine gekuppelt	Die Drehstrommaschinen 5500, die Gleichstrommaschinen 240	Drehstrom 5000—5500	Die Gleichstrommaschinen liefern Strom für eine chemische Fabrik
30. Stuttgart	—	—	mit 50 Per.	—	—	10 000	10 000	—
31. Rheinfelden	—	—	—	—	8 Drehstrom-, 12 Gleichstrommaschinen	Drehstrom 6800, Gleichstrom 90—150—155	6 800	Der Gleichstrom wird für chemische Fabriken geliefert
32. Urft-Talsperre	—	—	mit 50 Per.	—	—	5 000	35 000	—

von je zwei Kränzen bei guter Ausführung der Turbinen und bei richtigem Funktionieren der Regler aufheben. Bei ein-, drei- und fünfkränzigen Turbinen dagegen wird ein erheblicher seitlicher axialer Schub ausgeübt, und es müssen deshalb die ringförmigen Schilde, welche die Turbinenkammern von dem Maschinenraum trennen und durch welche die Turbinenwelle und die Regulierungswellen in den Maschinenraum eindringen, besonders versteift werden. Auch ist besondere Sorgfalt auf die Ausführung der Stopfbüchsendichtung zu legen.

Wegen der eigenartigen Ausführungsart eines liegenden Turbinenschachtes in Eisen bei dem Krafthause der Manchester Traction Light and Power Co. sei auf Abb. 354 und S. 1010 verwiesen.

Der eiserne scheibenförmige Schild, mit welcher die Durchdringungsöffnung der Turbinenwelle in der Mauer des Maschinensaales geschlossen zu werden pflegt, bildet meistens einen Teil des Turbineugehäuses und legt sich mit einer konischen Fläche gegen den Beton der Wand, sodass der Wasserdruck direkt auf Dichtung hinwirkt. Wie derartige Scheiben ausgebildet werden, lässt sich am besten aus den Abbildungen Taf. LXVII, Fig. 2, 3 und 5 und Taf. LXVIII, Fig. 1 und 4 erkennen.

Der Verschluss der Turbinenkammern erfolgt fast immer durch hölzerne oder eiserne, in lotrechten Ebenen bewegte Schützen. Um notfalls bei Verklemmungen einer Schütze an dieselbe heranzukönnen, wird man zweckmässig vor den Schützen Dammbalkenschlitze anordnen, die wegen der verhältnismässig grossen lichten Weite der Kammern meistens doppelt gemacht werden (vergl. Anlage Turbigo, Taf. VII, Fig. 1 und Anlage Wangen Taf. XXIII, Fig. 2).

In der Regel deckt man die Turbinenkammern durch einen Bohlenbelag auf eisernen Trägern ab. Man muss aber dafür sorgen, dass man leicht genügend grosse Öffnungen freilegen kann, um auch die grössten Stücke der Turbinen ohne Schwierigkeiten herausheben zu können. Es bedeutet bei grösseren Anlagen jedenfalls eine wünschenswerte Vervollkommnung, wenn man auch über den Turbinenkammern einen Laufkran anlegt, welcher alle Kammern bestreicht, wie es z. B. beim Lechwerk-Gersthofen (Taf. XLV, Fig. 4 und Abb. 139, S. 563) und bei der Anlage Turbigo (Taf. VII, Fig. 1) der Fall ist. Bei der Anlage Sault St. Marie (Abb. 130, S. 553) liegen die Turbinenkammern unter dem Dach des Krafthauses. Auch hier ist über die Turbinenkammern hinweg ein Geleise für einen Laufkran gelegt. Es genügt indessen auch, den nötigen Platz zur Aufstellung von Hebezeugen vorzusehen, welche gegebenenfalls an Ort und Stelle gebracht werden können, und durch entsprechende Anordnung der eisernen Deckenträger die erforderliche Unterstützung zu schaffen.

Wenn das Krafthaus so zwischen Ober- und Unterwasserkanal steht, dass die abwärts gerichtete Längsfront den Unterwasserkanal quer schneidet, ist es das natürlichste, jeder Turbine ihren eigenen Turbinenkanal zu geben, welcher in Richtung der Kanalachse unter dem Maschinenhaus hindurch läuft und direkt in das Unterwasser ausmündet. Bei der Anlage Pont Saint Martin (Taf. XIV, Fig. 3 und 8 und Taf. XV, Fig. 1—4) stehen die Achsen von Ober- und Unterwasserkanal am Krafthause fast lotrecht aufeinander und infolgedessen haben alle Turbinen hier einen gemeinschaftlichen Turbinenkanal, welcher parallel mit der Längsachse des Krafthauses verläuft.

Die nach unten konisch zu erweiternden Saugrohre (S. 959 u. ff.) der Turbinen werden entweder in der Betonmasse des Fundamentes ausgebildet, wie bei den Anlagen Lechwerk-Gersthofen und Pont Saint-Martin, oder sie tauchen als eiserne Rohre mit ihrer Mündung unter den niedrigsten Wasserstand im Turbinenkanal ein, wie bei den

Anlagen Wangen, Sault St. Marie, der Atlanta Water and Electric Power Co. (Abb. 355, S. 1010) und der Manchester Traction Light and Power Co. (Abb. 354). Bei Herstellung in Beton wird das Saugrohr mit Hilfe von eingelegten eisernen Trägern syphonartig ausgebildet, damit die Wassersäule im Saugrohr nicht abreissen kann.

Die Abmessungen eines Turbinenkanals werden so zu wählen sein, dass eine grössere Geschwindigkeit als 1,50 m/sek. auch bei der grössten sekl. Wassermenge nicht erforderlich ist. Bei kleineren Gefällhöhen zwischen Ober- und Unterwasser fehlt es meistens an Konstruktionshöhe für die Turbinenkanäle und man ist deshalb darauf angewiesen, ihnen bei kleinerer Wassertiefe eine grössere Breitenentwicklung zu geben. So sind z. B. die Turbinenkanäle bei Turbigo 5,0 m breit und 2,5 m hoch, beim Lechwerk Gersthofen an der niedrigsten Stelle 2,0 m hoch und ca. 7,0 m breit. Die Herstellung der Decken flacher Kanäle erfolgt mit Hilfe von eisernen Trägern, wie beim Lechwerk-Gersthofen. Wenn jede Turbine ihren eigenen Turbinenkanal hat, so ist man bei etwaigen Reparaturen zweifellos unabhängiger als bei gemeinschaftlichem Turbinenkanal, obwohl bei solider Ausführung an den Turbinenkanälen kaum Reparaturen vorkommen können. Immerhin wird man jeden Turbinenkanal, um ihn nötigenfalls trocken legen zu können, an der Ausmündung mit Dammbalkenschlitzen versehen.

Bei der Anlage Lechwerk-Gersthofen hat man vorsichtshalber an der Ausmündung noch eine Eisenkonstruktion angebracht, gegen welche Holznadeln gestellt werden können, falls eine Regulierung des Wasserspiegels im Turbinenkanal notwendig sein sollte (Taf. XLV, Fig. 4, welche umstehend des direkten Vergleichs mit Abb. 353 wegen wiederholt ist). Bei der eben genannten Anlage ist die Ausbildung der Turbinenkammern insofern eigenartig und interessant, als man die aufwärts gerichtete Schildfläche des Turbinengehäuses, die in ihr untergebrachten Regulierungsorgane und das daselbst befindliche Lager der Turbinenwelle von aussen durch einen unterirdischen Kanal zugänglich gemacht hat, sodass diese Teile der Turbine, welche bei den übrigen Anlagen während des Betriebes völlig unter Wasser stehen, jederzeit zugänglich sind.

Im Kap. III, § 2, S. 833 ist bereits darauf hingewiesen, dass es bei Kraftwerken mit reichlicher Geschiebe- und Sinkstoffführung, bei denen auch Eisbildung zu erwarten steht, zweckmässig ist, die Rechenanlage möglichst spitzwinkelig zur Stromrichtung im Oberkanal anzuordnen. Um die an der angezogenen Stelle erörterten Gesichtspunkte im Zusammenhang mit der Besprechung der Krafthäuser noch näher zu erläutern, sind auf Taf. LXXVII, Fig. 1 bis 3 sowohl die ausgeführte Grundrissanordnung des Krafthauses der Anlage Lechwerk-Gersthofen als auch zwei vom Verfasser entworfene weitere Lösungen gegeben. Bei der Lösung Fig. 3 sind auch die auf S. 822—824 aufgestellten Leitsätze bezüglich der Grösse und Einrichtung von Ablagerungsbecken, wenigstens annäherungsweise, erfüllt. Man könnte sich bei beiden Lösungen die Turbinenkanäle der Turbinen 1 und 2 lotrecht zur Achse des Krafthauses, wie bei der ausgeführten Anlage (vergl. den umstehenden Querschnitt), für die übrigen drei Sätze aber einen gemeinsamen Turbinenkanal nach Abb. 353 angelegt denken. Auch würde es möglich sein, wie in Abb. 353 angedeutet, einen liegenden an Stelle des geneigt gestellten Rechens anzuordnen. Bei beiden vom Verfasser vorgeschlagenen Lösungen ist des Beispiels wegen dem Gesichtspunkte der Erweiterungsfähigkeit Rechnung getragen, obwohl bei der ausgeführten Anlage dieser Gesichtspunkt kein wirkliches Interesse hatte, da die volle Ausnutzung der verfügbaren Wasserkraft alsbald nach der Betriebseröffnung von vornherein zu erwarten stand.

Mit besonderer Sorgfalt ist die Dichtung desjenigen Teiles der Krafthauswand vorzunehmen, welcher unter dem Wasserdruck der Turbinenkammern steht. Wenn man diesen Teil nicht wie bei der Anlage Sault St. Marie ganz in Stahl herstellen will, so wird man ihn meistens aus fettem Stampfbeton (250 kg Zement und 250 kg hydraulischem Kalk auf 1 cbm Sand) ausführen und zwar je nach der Druckhöhe in Stärken

Querschnitt durch das ausgeführte Krafthaus der Anlage Lechwerk-Gersthofen.

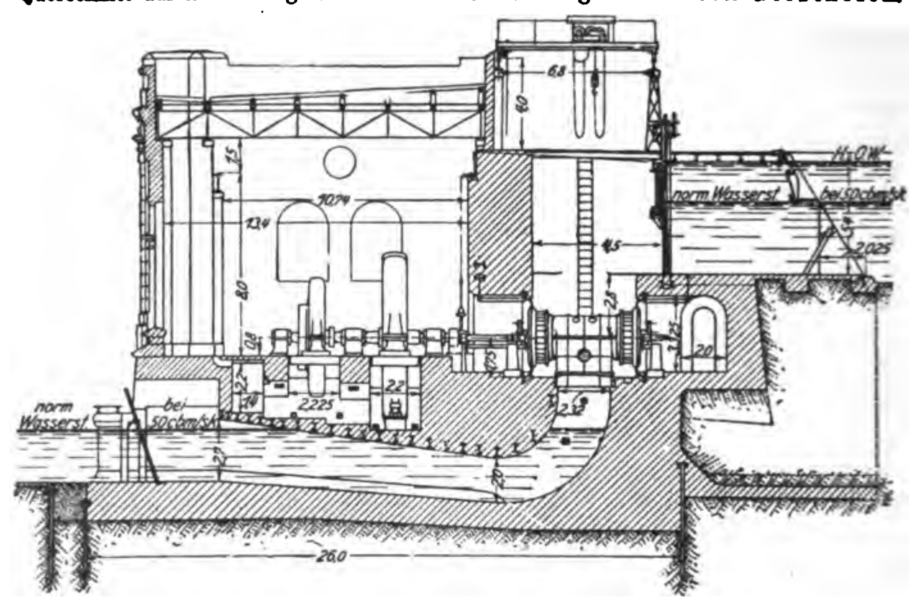
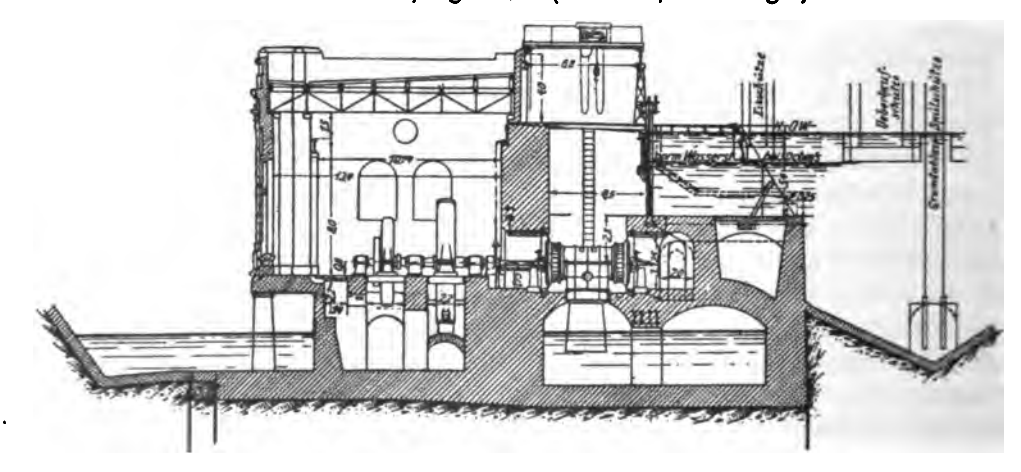


Abb. 853. Querschnitt durch das Krafthaus der Anlage Lechwerk-Gersthofen nach den Entwürfen auf Taf. LXXVII, Fig. 2 u. 3 (Masstab ²/₃ vom obigen).



von etwa 1,50 bis 2,70 m. Es empfiehlt sich weiter, wie es bei der Anlage Pont Saint Martin geschehen ist, die der Turbinenkammer zugekehrte Fläche der tragenden Wand nach dem Abbinden mit einem Putz (400 kg Zement und 400 kg hydraulischen Kalk auf 1 cbm Sand) sorgfältig abzugleichen. Nach dem völligen Abbinden und Austrocknen der Wand ist sie mit heissem Asphalt zu bestreichen und mit zwei bis drei Schichten Asphaltpappe oder Asphaltfilz zu bespannen (vergl. S. 383). Vor dem Auflegen der folgenden Schicht ist die vorhergehende sorgfältig mit heissem Asphalt zu

bestreichen. Möglichst sofort nach dem Verlegen der letzten Asphaltschicht ist auf diese eine Deckschicht aus Zementkalkbeton von ca. 10—15 cm Dicke aufzubringen, damit der Asphalt nicht abfliessen kann, und diese Deckschicht ist wiederum mit einem Glattputz zu versehen. Bei Pont Saint Martin ist die Wand im ganzen 2,0 m stark und es haben sich keinerlei Undichtigkeiten gezeigt. Um auf alle Fälle im Maschinensaal eine trockene Wandfläche zu haben, kann man zur Vorsicht noch eine dünne Blendwand mit Luftschicht vorlegen.

Über die Grössenverhältnisse des Maschinensaales bei vier von den in diesem Abschnitt genannten Anlagen im Verhältnis zu der Anzahl der aufgestellten Turbinen-PS_e gibt Tab. III Aufschluss:

Tabelle III.

Übersicht über die Bodenflächen des Maschinensaales bei liegenden Schachtturbinen.

Nr.	Bezeichnung der Anlage und Angabe der Ausführungszeit	Anzahl der aufgestellten Nutz-PS_e (die Erregerturbinen sind nicht mitgerechnet)	Anzahl, Leistung in PS_e und Uml./Min. der aufgestellten Maschinensätze	Grösse des Maschinensaales: Länge in m mal Breite in m = Bodenfläche in qm	Bodenfläche des Maschinensaales pro 100 aufgestellte Nutz-PS_e	Gefälle in m
1	2	3*	4	5	6	7
1.	Lechwerk-Gersthofen 1900—1903, Taf. XLV	7 500 Taf. LXVIII	5 à 1500 mit 96 Uml./Min.	48,541 . 11,18 = 572,8 qm	7,6	10,0
2.	Wangen 1901 bis 1904, Taf. XXIII	10 500	7 à 1500 mit 150 Uml./Min.	56,70 . 10,0 = 567 qm	5,4	6,81—9,27
3.	Pont Saint Martin, 1899—1901, Taf. XV	5 000	5 à 1000 mit 187 Uml./Min.	39,0 . 9,0 = 351,0 qm	7,0	14,0
4.	Turbigo 1903—1904, Taf. VII	7 500	5 à 1500 mit 125 Uml.-Min.	40,0 . 10,0 = 400 qm	5,3	7,5—8,2

* Die Tafelangaben in Spalte 3 beziehen sich auf die Darstellung der Turbinen.

Bei der Anlage Lechwerk-Gersthofen ist die Fläche pro 100 PS_e deshalb so gross, weil an jeder Turbinenwelle eine Drehstrommaschine und eine Gleichstrommaschine angekuppelt werden kann. Wenn man hierfür einen Streifen in der ganzen Länge des Maschinensaales von ca. 2,18 m in Abzug bringt, so würde sich pro 100 PS_e auch nur eine Bodenfläche im Maschinensaal von ca. 6,2 qm ergeben, welches Mass im Vergleich zu den Anlagen Wangen und Turbigo durch die kleinere Tourenzahl begründet erscheint.

Die Breite von 9,0 m des Maschinensaales von Pont Saint Martin ist sehr reichlich bemessen, und es hätte sich an der Breite ohne Schaden für den Betrieb etwa 1,5 m sparen lassen, wodurch die Bodenfläche auf 292,5 qm beschränkt worden wäre, sodass auf 100 installierte PS_e der Hauptmaschinen 5,85 qm entfallen wären. Zu bemerken ist aber, dass man beim ersten Ausbau nur vier Einheiten aufstellte und man sich vorbehalten wollte, für die fünfte Gruppe eine grössere Einheit zu wählen.

Je kleiner die Einheiten sind, um so grösser muss natürlich die verfügbare Bodenfläche pro 100 PS_e sein. Als gute Masse sind zu empfehlen bei Maschinensätzen

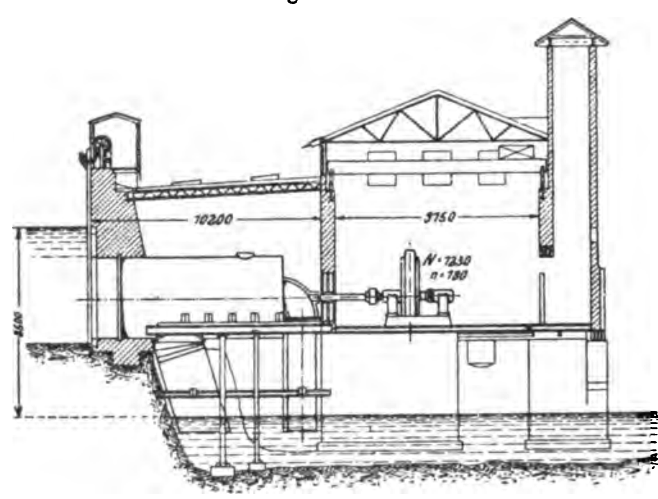
von 1500 bis 2000 PS_e und 125 bis 150 Uml./Min. 5,3 bis 5,5 qm Bodenfläche pro 100 aufgestellte PS_e der Hauptmaschinen, bei Maschinensätzen von 750 bis 1250 PS_e und 187 bis 250 Uml./Min. 5,8 bis 6,3 qm Bodenfläche pro 100 PS_e.

Zur Vervollständigung sollen zum Schluss dieses Abschnittes noch zwei vorstehend bereits mehrfach erwähnte amerikanische Anlagen wegen der eigenartigen Anordnung des Krafthauses und der Turbinenkammern kurz beschrieben werden.

Bei der Wasserkraftanlage der Manchester Traction Light and Power Co.[14]) vertreten sechs eiserne liegende Rohrkessel die Stelle der Turbinenschächte (Abb. 354).

Durch ein steinernes Wehr von 185,0 m Länge wird der Merrimac gestaut und dadurch ein Gefälle von 7,65 bis 9,15 m gewonnen. Während 9 Monaten stehen mindestens 3000, während 6 Monaten mindestens 6000 PS_e zur Ausnützung zur Verfügung. Die Anlage ist auf 6000 PS_e ausgebaut. Von dem Wehr führt ein Kanal von 150,0 m Länge den Turbinen das Wasser zu. Das Krafthaus ist unmittelbar an den Fluss gelegt und eine kleine Bucht desselben vertritt den Unterwasserkanal.

Abb. 354. Querschnitt durch das Krafthaus der Manchester Traction Light and Power Co.



Der Werkkanal, dessen Einlauf durch sechs Schützen von 3 × 3,66 qm Querschnitt reguliert wird, hat eine Breite von 19,0 m in der Sohle und 22,6 m in der Wasserlinie bei einer Wassertiefe von 3,66 m. Vor dem Krafthause erweitert sich der Werkkanal zu einem Becken von 40,0 m Breite. Die Turbinenkammern sind lotrecht zur Kanalachse gelegt und in die Abschlussmauer gegen das Becken sind die Mündungen der sechs eisernen Rohrkessel, welche die Stelle der Turbinenschächte vertreten, mit je 1,52 m lichtem Dm. eingemauert. Jede der sechs grossen Turbinen leistet bei 7,65 m Gefälle 1035 PS_e bei 180 Uml./Min. Jede Turbine hat drei Laufräder von 1000 mm Dm., welche durch Schieber der Lombard Governer Co., Boston, gesteuert werden. Die beiden ersten Laufräder giessen in ein gemeinschaftliches Saugrohr, das dritte Laufrad in ein besonderes Saugrohr aus. Als Erregerturbine ist eine Doppelturbine ähnlicher Bauart mit zwei Kränzen von 305 mm Laufraddurchmesser, 75 PS_e und 600 Uml. Min. aufgestellt. Die grossen Turbinen sind mit Drehstromerzeuger (12000 Volt Spannung) gekuppelt. Der Maschinenflur konnte nicht hochwasserfrei gelegt werden und infolgedessen sind Boden und Seitenwände wasserdicht ausgeführt. Im Maschinenflur ist ein Saugbottich angelegt, aus welchem notfalls eine elektrisch angetriebene, hochwasserfrei aufgestellte Zentrifugalpumpe etwaiges Sickerwasser entfernen kann. Jede Turbinenkammer kann durch elektrisch angetriebene Schützen für sich geschlossen werden.

Die Wasserkraftanlage der Atlanta Water and Electric Power Co.[15] (erbaut 1902—1904) ist insofern interessant, als hier die Turbinenschächte direkt in der Sperrmauer liegen und das Krafthaus unmittelbar hinter der Sperrmauer steht (Abb. 355).

An den Morganfällen des den Südostabhängen der Alleghani-Mountains entströmenden Chattahoochee-Flusses wurde ein Wehr quer über den Fluss von 275,0 m Länge und 16,0 m durchschnittlicher Höhe erbaut, durch welches ein Druckgefälle von rund 14,6 m geschaffen ist. Auf ungefähr 215,0 m Länge ist die Krone der Staumauer als Überlauf angelegt, während auf dem Rest der Mauer

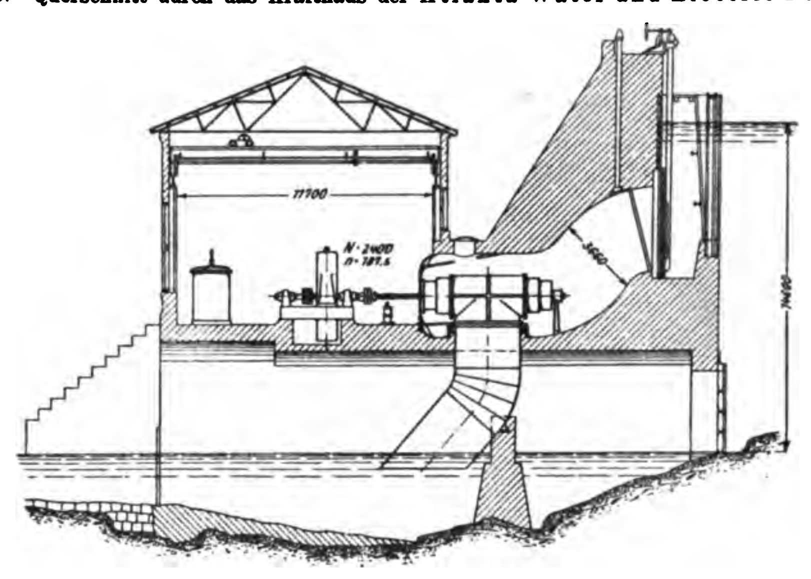
---

14) Engeneering Record, 1903. I. S. 107. 1904. I. S. 668 und Wagenbach, Turbinenanlagen. Berlin 1905.

15) Engeneering News. 1904. II. S. 15, Engeneering Record. 1904. I. S. 504 und Wagenbach, Turbinenanlagen. Berlin 1905.

die Krone 3,0 m über dem normalen Oberwasserspiegel liegt und so dem unmittelbar hinter der Mauer über dem Fluss selbst erbauten Maschinenhause Schutz gewährt. Im Krafthause können 12750 PS_e installiert werden zur Versorgung der Stadt Atlanta in Georgia mit elektrischer Energie. Die in die Staumauer eingebauten sieben grossen Turbinenkammern sind mit eisernen Rohren von 3,66 m Dm. und 8 mm Wandstärke ausgekleidet. Für die Erregerturbinen dienen zwei Stahlrohre von 0,915 m Dm. und 4.75 mm Wandstärke. Ausserdem sind noch drei Freilaufrohre von 1,83 m Dm. eingebaut. Die grossen Doppelturbinen leisten bei einem Gefälle von 14,6 m und 187,5 Uml./Min. 2400 PS_e und giessen je in ein Saugrohr von 3,05 m aus. Jeder Turbinenschacht kann durch eine Schütze geschlossen werden. Vor jeder Schütze ist durch vorspringende Pfeiler eine Vorkammer gebildet, in welcher sich der Rechen befindet. Letzterer kann durch Dammbalken trocken gelegt werden. Hinter jeder Schütze ist auf jedem Turbinenschacht ein Luftrohr aufgesetzt, welches bis über Wehrkrone führt.

Abb. 355. Querschnitt durch das Krafthaus der Atlanta Water and Electric Power Co.



3. Krafthäuser mit stehenden Schachtturbinen. Die Wahl stehender Schachtturbinen kann dort notwendig werden, wo der Höhenunterschied zwischen Qber- und Unterwasser für liegende Schachtturbinen von gleicher Tourenzahl und Leistung zu klein sein würde, wie bei der Anlage Marbach-Stuttgart (Taf. LXI, Fig. 1 und 2) und der Wasserkraftanlage der Gewerkschaft Wintershall, Kraftzentrale Lengers (Taf. LXI, Fig. 3 und 4). Für stehende Schachtturbinen braucht man für die Unterbringung einer gleichen Zahl der Leit- und Laufkränze erheblich geringere Höhenmasse als bei liegenden Schachtturbinen von gleicher Leistungsfähigkeit.

Über die Abmessungen des Maschinensaales bei fünf Anlagen mit stehenden Schachtturbinen gibt die nachstehende Tabelle IV ad a Auskunft.

Zweckmässig, wenn auch nicht notwendig, kann die Wahl stehender Turbinen werden, wo die Schwankungen zwischen den Wasserständen des Unterwassers so gross sind, dass bei liegenden Schachtturbinen und direkter Kuppelung der elektrischen Stromerzeuger letztere nicht mehr mit Sicherheit hochwasserfrei aufgestellt werden könnten, wie bei der Anlage Chèvres (Taf. XXVIII, Fig. 1), oder wo die für eine liegende Turbinenanlage nötige Breitenentwickelung nur mit grossen Unkosten (Felssprengungen, Abtrag von steilen Hängen, schwierige Fundierung etc.) möglich sein würde. Beide letztgenannten Gesichtspunkte sind wohl bei den Anlagen Rheinfelden (Taf. XLVII, Fig. 1 und 5) und Beznau (Taf. XXIV, Fig. 2 bis 4) massgebend gewesen, während

Tabelle IV.

Übersicht über die Bodenfläche des Maschinensaals bei stehenden Turbinen.

Laufende Nr.	Bezeichnung der Anlage und Zeit der Ausführung	Anzahl, Grösse und Tourenzahl der Maschine (die Erregermaschinen nicht mitgerechnet)	Nutzgefälle in m	Gesamtbreite **) des Fundaments in m ungefähr	Länge × Breite in m und Bodenfläche in qm des Maschinensaals	Verfügbare Bodenfläche pro 100 PSe nach Spalte 3
1	2	3*	4	5	6	7
		a) bei stehenden Schachtturbinen***)				
1.	Chèvres 1893—1896 (Taf. XXVIII)	5 zu 1200 PSe mit 80 Uml./Min. 10 zu 1200 PSe mit 120 Uml./Min. } 18000 PSe Taf. LXII, Fig. 4 bis 7	4,3—8,5	17,00	127,56 × 10.2 = 1301 qm	7,23
2.	Beznau 1902—1903 (Taf. XXIV)	11 zu 1000 PSe mit 66,6 Uml./Min. = 11 000 PSe Taf. LXIII, Fig. 1—3	3,5—5,5	20,00	1100 qm	10,0
3.	Hagneck 1897—1900 (Taf. XXXIII)	5 zu 1400 PSe mit 100 Uml./Min. = 7000 PSe Taf. LXII, Fig. 1—3	5,3—9,0	16,60	46,0 × 11,0 = 506 qm	7,23
4.	Rheinfelden 1895 bis 1897 (Taf. XLVII)	9 zu 840 PSe mit 50 Uml./Min. 11 zu 840 PSe mit 68 Uml./Min. } 16800 PSe	4,2—5,6	20,25	150,0 × 10,0 = 1500 qm	8,9
5.	Marbach-Stuttgart 1897 bis 1900 (Taf. LXI, Fig. 1 u. 2)	4 zu 300 PSe mit 35,70 Uml./Min. = 1200 PSe und Zahnradübertragung, Taf. LXI	2,7—3,2 ausnahmsweise bei hohem Hochwasser kann das Gefälle ganz verschwinden	19,50	27,0 × 13,0 = 351 qm	29,25
		b) bei stehenden Gehäuse-Turbinen.				
6.	Kykkelsrud 1901 bis 1904 (Taf. XXXIV)	4 × 3000 mit 150 Uml./Min. = 12000 PSe Taf. LXV und Taf. LXVII, Fig. 1	16,0	30,0	45,5 × 14,0 = 637 qm	5,3
7.	Jonage-Cusset Lyon 1892—1898 (Taf. XL)	8 zu 1250 PSe mit 120 Uml./Min. 8 zu 1350 PSe mit 120 Uml./Min. } 20800 PSe, Taf. LXVI	11,0—13,0	31,90	Mittelbau: 31,25 × 12,40 m Zwei Längshäuser mit 56,35 × 11,96 m = 1734,46 qm	8,34
8.	The Mexican Light and Power Co. Ltd. an den Necaxa-Fällen (S. 1001) 1901—1905	6 × 8200 PSe (Peltonräder) mit 300 Uml./Min. = 49200 PSe	225,5	—	30,6 × 70,0 = 2142,0 (alle Nebenräume sind mitgerechnet)	4,35

* Die Tafelangaben in Spalte 3 beziehen sich auf die Darstellung der Turbinen (vergl. § 5).

**) Die Gesamtbreite ist gerechnet von dem Ende der Pfeilerköpfe am Unterwasser bis zu der Vorderkante der Pfeiler im Oberwasser, an welchen, wie bei 1, 2, 3 und 4, der Rechen steht bezw. welche die Vorkammern bilden wie bei 5 und 7. Bei der Anlage 6 liegt das Krafthaus nicht unmittelbar am Oberwasser und es ist daher die Gesamtbreite bis zur Aussenkante der äussersten Krafthauswand genommen.

***) Bei der Anlage Stuttgart sitzt auf der vertikalen Welle ein Kammrad, welches den ..nden Generator antreibt, bei allen anderen Anlagen sitzen die Generatoren auf den stehenden Wellen.

bei der Anlage Hagneck (Taf. XXXIII, Fig. 5) in erster Linie der letztgenannte Gesichtspunkt ausschlaggebend gewesen zu sein scheint.

Mit Rücksicht auf die Erzielung eines möglichst hohen Wirkungsgrades strebt man bei Wasserkraft-Elektrizitätswerken stets dahin, die Turbinen so schnell laufen zu lassen, dass eine direkte Kuppelung mit den elektrischen Stromerzeugern ohne allzu grossen Kupferaufwand möglich ist. Hohe Tourenzahlen der Turbinen lassen sich, ohne die Breitenentwickelung des Krafthauses zu vergrössern, bei stehenden Schachtturbinen durch Anordnung mehrerer Kränze übereinander erzielen (S. 953). Meistens werden die unteren Kränze bei geringem Wasserzufluss und grossem Gefälle allein eingeschaltet und die oberen Kränze nur bei grossem Zufluss und kleinem Gefälle zur Mitwirkung herangezogen (S. 450 Chèvres, S. 477 Hagneck und S. 585 Rheinfelden). Wie sehr der Raumbedarf steigt, sobald man wegen der kleinen Tourenzahl der Turbinen z. B. Zahnradübertragung wählt, zeigt die Anlage Marbach-Stuttgart. Hier ist keineswegs verschwenderisch mit dem Raum umgegangen. Der Zahnradantrieb hat natürlich ebenso wie der Riemenantrieb eine erhebliche Verschlechterung des Nutzeffektes der Anlage zur Folge und ausserdem noch den Nachteil, dass er sehr geräuschvoll ist und infolgedessen nicht selten Schwierigkeiten mit der Nachbarschaft, falls das Krafthaus in der Nähe bewohnter Häuser sich befindet, verursacht.

Es ist nicht zweckmässig, die Bodenfläche des Maschinensaales zu knapp zu wählen, weil bei zu gedrängter Anlage die Unterhaltung der Maschinen erschwert wird. Erfahrungsgemäss geht das Bestreben aller Betriebsleiter dahin, im Interesse der Ersparnis von Betriebskosten die Einheiten zu vergrössern (siehe Tabelle II im Kap. I § 1, S. 9), und es ist auch aus diesem Gesichtspunkt namentlich bei Anlagen, welche nicht von vornherein voll ausgebaut werden, wohl zu raten, die Bodenfläche des Maschinensaals reichlich zu bemessen. Der Bedarf an Bodenfläche des Maschinensaals selbst ist bei stehenden Schachtturbinen deshalb an sich etwas grösser als bei liegenden, weil die Stromerzeuger mit ihren grössten Ausdehnungen in der wagerechten Ebene liegen. Gespart wird aber in der Breitenentwickelung des Gesamtbaues bei stehenden Schachtturbinen dadurch, dass die Turbinenkammern nicht vor, sondern im wesentlichen unter dem Maschinensaal ihren Platz finden. Es wird aber durch die kompliziertere Gestaltung der Saugkanäle sowohl, als auch wegen der schwierigeren Lagerung der Turbinenwellen bei stehenden Schachtturbinen die Verwendung von viel mehr Eisen in den Fundamenten notwendig als bei liegenden Anlagen und infolgedessen sind die Kosten der Maschinenfundamente und der Ausbildung der Turbinenkammern und der Saugkanäle bei stehenden Schachtturbinen pro cbm Rauminhalt nicht unwesentlich höher als bei liegenden. Man vergleiche in dieser Beziehung die Tabelle I in § 5 des Kapitel I „Wirtschaftliche Vorarbeiten" S. 242/45, woraus hervorgeht, dass das Krafthaus Chèvres pro aufgestellte PS_e 57,9 Mk., das Krafthaus der Anlage Turbigo nur 25 Mk. und das Krafthaus Lechwerk-Gersthofen (trotzdem an jede Welle zwei Stromerzeuger gekuppelt sind S. 567/568) 30 Mk. gekostet haben. Was also an der Breite der Gesamtanlage gespart wird, kann leicht durch die schwierige und teurere Konstruktion der Fundamente wieder aufzuwenden sein, und es ist bei Aufstellungen von vergleichenden Kostenanschlägen jedenfalls sorgfältig zu prüfen, welche Einheitssätze pro cbm Betonmasse in beiden verglichenen Fällen einzusetzen sind. Dass stehende Turbinen pro PS_e in der Beschaffung im allgemeinen erheblich teurer sind als liegende, geht ebenfalls aus der oben angezogenen Tabelle hervor, ebenso aus Tab. VII in Kap. I, § 5, S. 256/257.

Wegen der Verschlüsse der Turbinenkammern bei stehenden Schachtturbinen kann auf Kap. III, § 2, Werkkanäle S. 832 und 833 und auf Kap. III, § 3 Schützen (S. 864 und

869/870) verwiesen werden. Es sei nur noch einmal kurz hervorgehoben, dass man jedenfalls da, wo eine starke Ausnützung der Wasserkraft zu erwarten steht, ein grosses Interesse daran hat, bei eintretenden Schäden an den Turbinen die Reparaturen schleunigst ausführen und zu diesem Zwecke die Kammern so schnell wie möglich abschliessen und trockenlegen zu können. In solchen Fällen sollte man deshalb von vornherein möglichst vollkommene Anordnungen treffen. Hierzu gehören neben den leicht und schnell zu bedienenden Abschlüssen am Oberwasser auch zentrale Pumpenanlagen, wie sie mustergültig z. B. bei der Anlage Beznau (S. 434) und auch in Hagneck (S. 478) geschaffen wurden. Meistens ist auch der Abschluss der Turbinenkanäle am Unterwasser für Reparaturen an den unteren Turbinenkränzen nötig. Man hat sich bei vielen Anlagen mit Anbringung von Dammbalkenschlitzen begnügt. Bei der Anlage Chèvres stellte sich indessen heraus, dass das Einsetzen der Dammbalken und ihre Dichtung sowie die Pumpenarbeit wegen der mangelnden Dichtigkeit der Balken zu viel Zeit in Anspruch nahm. Man hat deshalb nachträglich das Mauerwerk in der Tiefe der Dammbalkenschlitze vom Schlitz bis zum Pfeilerkopf abgestemmt, um eine Anschlussfläche für eine eiserne Schwimmponton-Schütze zu schaffen. Nach mehreren missglückten Versuchen soll man nach mündlichen Angaben schliesslich nach dem Muster der Pontons zum Schliessen von Trockendocks Schützen konstruiert haben, welche schwimmend vor jede Turbinenkammermündung gefahren werden und durch Einlassen von Wasserballast in wenigen Minuten gesenkt werden können. Auf dem Ponton selbst ist eine Pumpe mit elektrischem Motor montiert, welche das Wasser aus der Turbinenkammer herauspumpt. Sobald die Wasserspiegeldifferenz zwischen Unterwasser und Innenraum anwächst, wird der Ponton so stark gegen die Schlussfläche gedrückt, dass mit Hilfe von etwas vorgeworfenen Ton sehr bald genügende Dichtigkeit hergestellt sein soll.

Einfacher und zweckmässiger als dieser in Chèvres nachträglich eingebaute Verschluss erscheint die Verwendung kastenförmiger Tafeln mit rechteckigem Querschnitt wie sie bei Beznau verwendet wurden (Taf. XXIV, Fig. 2 und Abb. 263, S. 853).

Meistens liegen die Ringspurlager und die Hilfsmaschinen wie Ölpumpen etc. unter dem Maschinenflur, und da dieselben der Bedienung bedürfen, so müssen die entsprechenden Räume eine ausreichende Beleuchtung und Lüftung erhalten. Als mustergültige Anlagen können in dieser Beziehung Chèvres (Taf. XXVIII, Fig. 1) und Beznau (Taf. XXIV, Fig. 4) gelten. Im übrigen wird man aus dem Studium der Querschnitte durch die Krafthäuser der in diesem Abschnitt genannten Anlagen alles weitere entnehmen können.

Um alle Turbinenteile mit dem Laufkran auf den Maschinenflur heben zu können, müssen in allen Zwischendecken genügend grosse Öffnungen (von 2,5 bis 3,0 Dm.) ausgespart werden.

4. Krafthäuser mit stehenden Gehäuseturbinen. Die Gründe für die Wahl stehender Gehäuseturbinen können dieselben sein, welche bereits im Abschnitt 3, S. 1001 erwähnt wurden.

Bei den Anlagen Hafslund (Taf. XXXIII, Fig. 6) und Kykkelsrud (Taf. XXXIV, Fig. 8) war neben der Schwierigkeit und Kostspieligkeit durch Felssprengungen die nötige Breite für Aufstellung liegender Turbinen zu schaffen, auch der Umstand massgebend, dass der Unterwasserstand grösseren Schwankungen als um das Mass der höchstzulässigen Saughöhe unterworfen ist, man aber die elektrischen Maschinen unbedingt hochwasserfrei unterbringen wollte.

Bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon (Taf. XL, Fig. 4) war für die Wahl stehender Gehäuseturbinen wohl besonders die Kostspieligkeit der Fundierung (S. 518)

ausschlaggebend. Letztgenannte Anlage bildet eigentlich einen besonderen Typ für sich. Vor dem Krafthause, aber unmittelbar im Zusammenhange mit ihm, liegen die ähnlich wie Turbinenkammern bei liegenden Schachtturbinen ausgebildeten Druckkammern und aus ihren Sohlen münden die Druckrohre aus. Auch hier sind die Räume unter dem Maschinenflur durch Fenster mit reichlichem direkten Licht versehen.

Ein direkter Zwang zur Verwendung stehender Schachtturbinen lag bei der Wasserkraftanlage der Niagara Falls Power Co. (S. 545 bis 548) dadurch vor, dass man (vergl. Taf. LXIV, Fig. 7) durch das Gebiet der Stadt Niagara-Falls wegen der unerschwinglichen Höhe der Grunderwerbskosten keinen offenen oder verdeckten Werkkanal nach dem Unterwasser anlegen konnte. Andererseits wäre die Verwendung eines Druckstollens unter der Stadt hinweg misslich und die Beschaffung des nötigen Platzes für das Krafthaus in der tiefen Schlucht des Niagara-Flusses unterhalb der Fälle (S 549) sehr kostspielig geworden. Erwähnt sei, dass sich bei der in Rede stehenden Anlage die Auflagerung der Turbinengehäuse auf Eisenkonstruktionen insofern als ein Übelstand herausgestellt hat, als trotz der geringen Spannweite der Träger die Turbinengehäuse sowie die Wellen und Druckrohre beim Betriebe in starke Vibration geraten. Infolge dieser Erfahrung hat man bei der neuesten Anlage an der kanadischen Seite der Niagarafälle, der Toronto and Niagara Power Company (1904), die Turbinen direkt auf den Felsen gesetzt und zu beiden Seiten je einen Turbinenkanal angelegt.

Dass bei der S. 1001 und in Tab. IV erwähnten Anlage der Mexican Light and Power Company der Wunsch, wegen der Erdbebengefahr eine möglichst kleine bebaute Grundfläche zu haben, für die Wahl stehender Gehäuseturbinen (Peltonräder) ausschlaggebend gewesen zu sein scheint, sei an dieser Stelle noch einmal hervorgehoben.

In Tab. IV ad b sind für drei Anlagen die Raumverhältnisse des Maschinensaals angegeben.

5. Krafthäuser mit liegenden Gehäuseturbinen. Anlagen dieser Art sind naturgemäss die bei weitem häufigsten, da sie für alle Gefälle von mehr als etwa 4,0 m verwendbar sind. Man ist hierbei in der Wahl der Stellung des Krafthauses an einem gewählten Platz weniger beschränkt, da man mit dem Druckrohr beliebige Krümmungen machen kann, wenngleich man selbstverständlich zur Vermeidung von Gefällverlusten und schwierigen Krümmerkonstruktionen der wenigst gekrümmten Linienführung des Druckrohres an sich den Vorzug zu geben hat.

Über die verschiedene Art der Einmündung der Druckrohre in die Turbinen wurde bereits in § 4, Druckrohre, S. 943—945, berichtet. In Tabelle V sind Angaben über den Flächenraum des Maschinensaals bei 17 Anlagen gemacht und zwar ist unterschieden in

I. Krafthäuser mit voll beaufschlagten Gehäuseturbinen,
  a) einreihige Aufstellung,
  b) zweireihige Aufstellung.

II. Krafthäuser mit teilweise beaufschlagten Hochdruckturbinen.

Namentlich das Beispiel des Krafthauses der Urfttalsperre (Tab. V ad 13) zeigt, dass die zweireihigen Anlagen den geringsten Bedarf an Bodenfäche pro 100 PS_e haben, was sich daraus erklärt, dass man den Mittelgang für beide Reihen zum Absetzen der Stücke bei Reparaturen zur Verfügung hat. Der Mittelgang braucht nicht viel breiter zu sein als der Streifen zwischen den Stromerzeugern und der zunächst liegenden Längswand bei einreihiger Aufstellung. Ein Zahlenbeispiel wird am besten klar machen, welche Ersparnis an Grundfläche des Maschinensaales bei zweireihiger Aufstellung möglich ist.

Tabelle V.

Übersicht über die Bodenfläche des Maschinensaales bei liegenden Gehäuseturbinen.

Laufende Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführung	Anzahl, Leistung in PSe und Tourenzahl der aufgestellten Maschinensätze. Erregerturbinen und andere Hilfsmaschinen sind nicht mitgerechnet. (Die in Spalte 4 angegebenen Tafel- und Figurennummern beziehen sich auf die Darstellung der Turbinen.)	Druckhöhe in m	Länge × Breite in m und Bodenfläche des Maschinensaales in qm	Bodenfläche des Maschinensaales pro 100 aufgestellte Nutz-PSe in qm abgerundet	Bemerkungen
1	2	3	4	5	6	7	8
			I. Vollbeaufschlagte Turbinen.				
			a) Einreihige Aufstellung.				
1.	Vizzola, Taf. II	1897—1899	10 × 2000 mit 187 Uml./Min. = 20000 PSe Francis-Turbinen nach Art von Taf. LXIX, Fig. 5—8	28,0	91,20 × 16,7 = 1523,0	7,61	—
2.	Bergamasca, Taf. IX	1898—1903	1 × 400 mit 300 Uml./Min. 3 × 600 mit 230 Uml./Min. 1 × 800 mit 230 Uml./Min. } 3000 PSe Francis-Turbinen	27,5	26,45 × 11,20 = 296,24 14,40 × 7,0 = 100,80 } 397,04	13,2	Kleine Einheiten
3.	Morbegno, Taf. XVII	1900—1902	4 × 2000 mit 150 Uml./Min. = 8000 PSe Francis-Turbinen (Taf. LXX)	30,0	49,7 × 14,8 = 735,5	9,1	—
4.	La Goule, Taf. XVIII	1894/95 und 1904	3 × 500 mit 200 Uml./Min., stehende, konische 1 × 650 mit 375 Uml./Min., stehende, konische 1 × 1500 mit 350 Uml./Min., liegende Francis-Turbinen } 3650 PSe	24—26,0	30,5 × 8,0 = 244,0	6,7	Stehende und liegende Turbinen
5.	Avignonnet (s. 504 und 505)	1899—1902	7 × 1750 mit 250 Uml./Min. = 12250 PSe Piccard, Pictet-Turbinen, Abb. 109, S. 505	18—23	60,0 × 17,0 = 1020	8,3	Es waren 1904 zunächst 4 Turbinen aufgestellt, von denen 3 mit Drehstromgeneratoren, eine mit 2 in Reihen geschalteten Gleichstrommaschinen gekuppelt waren. Wegen des letzteren Typs die grosse Breite des Maschinensaals
6.	Champ (Fure et Morge), Taf. XLIII	1901—1902	6 × 1350 mit 300 Uml./Min. = 8100 PSe Piccard, Pictet-Turbinen, Taf. LXXII und Taf. LXXIII	25—34,0	44 × 12,5 = 550	6,79	—
7.	St. Maurice-Lausanne, Taf. XXIX	1899—1902	5 × 1000 mit 300 Uml./Min. = 5000 PSe (erster Ausbau) Francis-Turbinen	36,10	35,5 × 14,0 = 497	9,94	Der verfügbare Raum erscheint deshalb grösser, weil je 2 Generatoren an eine Turbine gekuppelt sind

Fortsetzung der Tabelle V.

Laufende Nr.	Bezeichnung der Anlage	Zeit der Ausführung	Anzahl, Leistung in PSe und Tourenzahl der aufgestellten Maschinensätze. Erregerturbinen und andere Hilfsmaschinen sind nicht mitgerechnet. (Die in Spalte 4 angegebenen Tafel- und Figurennummern beziehen sich auf die Darstellung der Turbinen.)	Druckhöhe in m	Länge × Breite in m und Bodenfläche des Maschinensaales in qm	Bodenfläche des Maschinensaales pro 100 aufgestellte Nutz-PSe in qm abgerundet	Bemerkungen
1	2	3	4	5	6	7	8
8.	Les Clées, Taf. XIX	1896	6 × 300 mit 430 Uml./Min. = 1800 PSe Piccard, Pictet-Turbinen, Taf. LXXII, Fig. 1 u. 2	47,0	26,0 × 10,40 = 270,4	15,0	Kleine Einheiten, reichlicher Platz
9.	Kanderwerk, Taf. XXVI	1897—1899	6 × 900 mit 300 Uml./Min. = 5400 PSe Girard-Turbinen	64,0	33 × 11,50 = 379,5	7,0	—
10.	Ceres Ala, Taf. XI	1901—1902	4 × 700 mit 375 Uml./Min. = 2800 PSe Francis-Turbinen	100	31,5 × 10,0 = 315	11,3	—
			b) Zweireihige Aufstellung.				
11.	Jajce, Taf. XXXVI	1897—1899	8 × 1000 mit 300 Uml./Min. } 2 × 632 mit 300 Uml./Min. } 9264 PSe Francis-Turbinen, Taf. LXXI	74,5—78,0	29,0 × 22,0 = 638	6,9	—
12.	Funghera, Taf. X	1900—1902	6 × 1500 mit 200 Uml./Min. 9000 PSe Francis-Turbinen, Taf. LXXI	63,0	36,5 × 15,3 = 558,45	6,2	—
13.	Urft-Talsperre	1900—1905	8 × 2000 mit 500 Uml./Min. 16000 PSe Francis-Turbinen, Taf. LXXI	70—110	30 × 23,0 = 690	4,30	Grosse Einheiten, hohe Tourenzahl
			II. Partial beaufschlagte Hochdruckturbinen.				
14.	Kubelwerk, Taf. XXI	1898—1900	4 × 500 mit 375 Uml./Min. } 2 × 1000 mit 300 Uml./Min. } 6000 PSe Pelton-Räder, Taf. LXXVI und 2 Dampfmaschinen je 1000	87—92	44,61 × 10 = 446,1	7,43	Wahl des Breitenmasses durch die Bedürfnisse für die Dampfreserve mit bestimmt
15.	La Dernier-Vallorbe, Taf. XXXI	1901—1904	I. Ausbau 5 × 1000 mit 375 Uml./Min., noch Platz für 3 Aggregate = 8000 PSe Pelton-Räder, Taf. LXXVI	234—236	55,0 × 12,5 = 687,5	8,60	Wenn für die drei fehlenden Sätze 2000pferdige Maschinen aufgestellt werden, wofür der Platz ausreicht, kommen nur 6,16 qm auf 100 PSe
16.	Novalesa a. d. Cenischia, Taf. XII	1903—1904	5 × 1600 mit 500 Uml./Min. = 9000 PSe Schwamkrug-Turb. (Piccard u. Pictet, Taf. LXXV, Fig. 1—3	444,70	26,0 × 9,0 = 234,0	2,6	—
17.	Lac Tanay-Vouvry	1900—1902	20 × 500 mit 1000 Uml./Min. = 10000 PSe, davon wurden 1902 zunächst nur 4 aufgestellt, Taf. LXXVI, Fig. 7—12	920,0	66 × 14 = 924	9,24	Kleine Einheiten

Als Beispiel sei die Anlage Funghera (Taf. X, Fig. 11) genommen und vorausgesetzt, dass, wie dort tatsächlich der Fall, sechs Maschinensätze aufzustellen seien. Wenn dann die Länge des Maschinensatzes in der Richtung der Welle gemessen 8,0 m, die Breite lotrecht dazu 4,5 m, der Mindestabstand der Maschinenteile von den Umfassungswänden zu 2,0 m, der Mindestabstand der Maschinen untereinander zu 3,8 m, die Breite des Bedienungsganges längs der Generatoren bei einreihiger Aufstellung mindestens zu 3,0 m, der Mittelgang bei doppelreihiger Aufstellung zu 3,5 m angenommen wird, so ist unter Weglassung aller Hilfsmaschinen, für welche der Raumbedarf in beiden Fällen als gleich angenommen werden kann

die Bodenfläche:

a) bei einreihiger Aufstellung (Welle lotrecht zur Längsachse des Maschinensaals)

$$[6 \times 4,5 + 2 \times 2 + (6-1) \,.\, 3,8] \times [2,0 + 8,0 + 3,0] = 650 \text{ qm},$$

b) bei zweireihiger Aufstellung:

$$[3 \times 4,5 + 2 \times 2 + (3-1) \,.\, 3,8) \times [2 \times 2,0 + 2 \times 8,0 + 3,5] = 589,85 \text{ qm}.$$

Die einreihige Anordnung ad a erfordert also ca. 11 % mehr Bodenfläche als die zweireihige. Auch die Wege, welche der Laufkran und die Maschinenwärter zurückzulegen haben, werden bei der zweireihigen Anlage kleiner. In der Regel stellt man die Maschinen mit ihrer Welle lotrecht zur Längsachse des Maschinensaals. Als Ausnahme sei auf die Anlage Funghera verwiesen, bei der die Maschinenwellen parallel zur Längsachse stehen. Bei der Anlage La Goule wurde die zuletzt aufgestellte grössere liegende Maschine parallel zur Längsachse aufgestellt, weil die zuerst aufgestellten Maschinen stehende waren und der Maschinensaal deshalb nur eine Breite von 8,0 m hatte. Die Aufstellung der Wellen parallel zur Längsachse des Maschinensaals, gegen welche sich auch vom betriebstechnischen Standpunkte nichts einwenden lässt, darf, was den Bedarf an Bodenfläche betrifft, mit der Aufstellung der Wellen lotrecht zur Längsachse als gleichwertig gelten. Das mag an dem obigen Beispiel der Anlage Funghera kurz zahlenmässig erläutert werden.

Bei den oben angegebenen Massen verlangt

c) die zweireihige Aufstellung mit den Wellen parallel zur Längsachse

$$[3 \times 8,0 + 2 \times 2 + 2 \times 3,8] \times [2 \times 2,0 + 2 \times 4,5 + 3,5] = 587,4 \text{ qm}$$

also fast genau dieselbe Bodenfläche wie die zweireihige Aufstellung ad b.

Die Ausmündungen der Saugrohre müssen natürlich unter dem tiefsten Wasserstande im Turbinenkanal liegen. Je nach der Lage des Unterwasserkanals, oder wo solcher fehlt, des Flusslaufes zum Krafthause ist entweder die Anlegung eines gemeinsamen Turbinenkanals, sei es für alle, sei es für einzelne Gruppen von Maschinen oder die Anlegung je eines Turbinenkanals für jede Turbine baulich die billigste Lösung. Betriebstechnisch ist an sich die letztere Lösung deshalb vorzuziehen, weil dann jede Turbine völlig unabhängig von der anderen wird. Allerdings darf man die Bedeutung dieses Grundes nicht überschätzen, da Reparaturen an den Turbinenkanälen sehr selten vorkommen.

Je einen besonderen Turbinenkanal für jede Turbine haben die Anlagen der Tabelle V ad 1, 3, 4, 6, 9 und 16.

Zwei parallele Turbinenkanäle die Anlagen ad 2, 11 und 13.

Einen gemeinsamen Turbinenkanal die Anlagen ad 5, 8, 10, 12, 14 und 15.

Ist die Möglichkeit vorhanden, dass ausnahmsweise das Unterwasser im Kanal oder Fluss nach Betriebspausen oder bei ungewöhnlicher Trockenheit oder wenn ein Staubecken oberhalb vorhanden ist, so tief absinken kann, dass die Saugrohre nicht mehr eintauchen könnten, so muss man in dem Turbinenkanal oder in den Turbinenkanälen kleine Stauschwellen anordnen oder durch eine bewegliche Schützenanlage die erforderliche Eintauchtiefe der Saugrohre sicherstellen.

Als Beispiele seien angeführt die Anlagen:

1. Les Clées (Taf. XIX, Fig. 4),
2. Kubelwerk (Taf. XXI, Fig. 4),
3. Champ (Fure et Morge) (Taf. XLIII, Fig. 2),
4. Ontario Power Co. (Taf. XLIV, Fig. 6).

Die Abmessungen der Turbinenkanäle wird man meistens so treffen, dass die Geschwindigkeit des Wassers in ihm bei grösster Belastung der Turbinen 1,5 m/sek. nicht wesentlich übersteigt.

Wenn das Krafthaus hart am Unterwasserkanal oder am Flusse liegt und ein genügend hoher Wasserstand stets als vorhanden vorausgesetzt werden darf, ist die einfachste Lösung, gar keinen Turbinenkanal anzulegen, sondern die Saugrohre direkt ins Unterwasser ausmünden zu lassen, wie bei der Anlage St. Maurice Lausanne (Taf. XXIX, Fig. 12).

6. Die Kabelkanäle. Im Interesse der Betriebssicherheit ist es erforderlich, die von den Maschinen zu dem Schaltraum führenden Kabel in einem möglichst geräumigen Kabelkanal unterzubringen. Dieser Kabelkanal muss jederzeit leicht zugänglich sein und hochwasserfrei liegen. Seine Abmessungen sind so zu wählen, dass die einzelnen Kabel mit den nötigen Abständen so neben- oder übereinander liegen können, dass kein Kabel verschoben zu werden braucht, um an ein anderes heranzukommen.

Die vollkommenste Anlage entsteht, wenn unter dem Maschinenflur ein bequemer begehbarer Kanal mit wenn möglich direkter Tagesbeleuchtung (Fenster) vorgesehen wird, wie z. B. bei der Anlage Beznau (Taf. XXIV, Fig. 2). Die Kabel können in begehbaren Kanälen auf einfachen Stützen beiderseits an den Seitenwänden untergebracht und durch verschiedenfarbige Anstriche so deutlich gemacht werden, dass man auf den ersten Blick übersieht, zu welcher Maschine jedes Kabel gehört und an welche Maschinenklemmen es angeschlossen ist. Die nachfolgende Tabelle VI enthält einige vergleichende Angaben über Grössenverhältnisse von Kabelkanälen. Wenn zwischen der Höhe des Maschinenflurs und dem höchsten Unterwasserstande der Platz fehlt, um einen begehbaren Kabelkanal unterzubringen, so wird man sich allerdings begnügen müssen, in den Maschinenflur mit Riffelplatten oder Holztafeln abzudeckende Kabelkanäle anzulegen, wie z. B. bei den Anlagen Wangen (0,60 m breit und 0,20 tief) (Taf. XXIIII, Fig. 2). Hierbei wird natürlich die Querschnittsfläche des Kabelkanals pro 100 aufgestellter Maschinen-PS_e oder KW sehr viel kleiner als bei den begehbaren und auch noch viel kleiner als bei den halbbegehbaren (Beispiel Funghera, vergl. Tab. VI). Bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon wählte man gleichfalls einen mit Riffelplatten abgedeckten Flurkanal (0,87 m breit und 0,30 m tief) (S. 521), obwohl hier das Verhältnis von Flurhöhe und H.W. im Unterwasser die Anlegung eines begehbaren Unterflurkanals gestattet hätte.

7. Die Schalträume. Bei zahlreichen, älteren Krafthäusern haben die Erbauer des Krafthauses keine genügende Rücksicht auf die Raumbedürfnisse des Elektrotechnikers für die Unterbringung seiner Schaltapparate genommen. Es sind daher aus einer Zwangslage heraus oft allzu gedrängte Schaltanlagen entstanden, welche die Übersichtlichkeit erschweren, Gefahren für die Bedienungsmannschaften im Gefolge haben und alle Reparaturarbeiten an der Schaltanlage verteuern und verlangsamen. Wenn man die Raumbedürfnisse für die Schaltanlage nicht genügend berücksichtigt, so wird sich ein solcher Fehler stets in unliebsamer Weise in den Betriebskosten bemerkbar machen. In Tabelle VII ist eine vergleichende Zusammenstellung gegeben, welche, soweit es bei dem verfügbaren Material möglich war, ein ziemlich zutreffendes Bild gibt, wie gross die verfügbare Bodenfläche pro 100 aufgestellte Maschinen-PS_e und KW bei den verschiedenen Anlagen gewählt wurde.

Tabelle VI.

Übersicht über die Abmessungen von Kabelkanälen.

1	2	3		4	5	6	7	8		9
Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Nutzleistung der aufgestellten Maschinensätze (ausschliesslich der Erregermaschinen)		Art der Generatoren	Spannung an den Maschinenklemmen	Lage des Kabelkanals	Breite × Höhe = Querschnittsfläche in qm des Kabelkanals (Die Höhe ist bei überwölbten Kanälen nur bis zu den Kämpferpunkten, bei Decken mit Eisenkonstruktion bis Träger Unterkante gerechnet)	Querschnittsfläche in qm pro 100 (nach Spalte 3)		Bemerkungen
		in PSe	in KW					PSe	KW	
				a) Begehbare und halbbegehbare Unterflur-Kanäle.						
1.	Turbigo, Taf. VII	5 × 1500 = 7500	5065	Drehstrom	11000	unter dem Maschinenflur	3,3 × 2,5 = 8,25	0,11	0,163	Reichlich
2.	Funghera, Taf. X	6 × 1500 = 9000	6075	„	3000	unter dem Mittelgang des Maschinenflurs	1,20 × 0,90 = 1,08	0,012	0,018	Durch Einsteigeöffnungen, welche mit Riffelplatten abgedeckt sind, direkt zugänglich
3.	Ceres Ala, Taf. XI	4 × 700 = 2800	1890	„	12000	unter dem Maschinenflur	1,70 × 1,15 = 1,95 Ausserdem ein mit Riffelplatten abgedeckter Kanal von 0,4/0,35	0,069	0,103	In Spalte 8 ist nur der Kanal unter dem Maschinenflur berücksichtigt
4.	Kubelwerk, Taf. XXI	4 × 500, 2 × 1000 und 1 × 1000 in Dampf } 5000	3375	„	10000	unter dem Maschinenflur	3,0 × 2,0 = 6,0	0,12	0,18	Es ist nur eine Dampfmaschine in Rechnung gestellt
5.	Beznau, Taf. XXIV	11 × 1000 = 11000	7425	„	8000	unter dem Maschinenflur längs einer Aussenwand am Unterwasser	2,20 × 2,0 = 4,40	0,04	0,06	Der Kabelkanal ist durch grosse Fenster von aussen beleuchtet
6.	Hagneck, Taf. XXXIII	5 × 1400 = 7000	4725	„	8000	unter dem Maschinenflur längs einer Aussenwand am Unterwasser	Der Kabelkanal ist mit dem Betriebsraum unter dem Maschinenflur im Zusammenhang und von aussen durch Fenster direkt beleuchtet	—	—	—

Fortsetzung der Tabelle VI.

1	2	3		4	5	6	7	8		9
Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Nutzleistung der aufgestellten Maschinensätze (ausschliesslich der Erregermaschinen)		Art der Generatoren	Spannung an den Maschinenklemmen	Lage des Kabelkanals	Breite × Höhe = Querschnittsfläche in qm des Kabelkanals (Die Höhe ist bei überwölbten Kanälen nur bis zu den Kämpferpunkten, bei Decken mit Eisenkonstruktion bis Träger-Unterkante gerechnet)	Querschnittsfläche in qm pro 100 (nach Spalte 3)		Bemerkungen
		in PS$_e$	in KW					PS$_e$	KW	
7.	La Dernier-Vallorbe, Taf. XXXI	aufgestellt 5 × 1000 noch Platz für 3 Gruppen, zusammen also } 8000	5400	Drehstrom u. Einphasen-Wechselstrom	13500	unter dem Maschinenflur längs einer Aussenwand	2,5 × 1,80 = 4,50	a) 0,056 b) 0,041	a) 0,084 b) 0,062	Zahlen a) für den Fall, dass an die 3 noch verfügbaren Plätze, Maschinensätze von je 1000 PS$_e$; Zahlen b) für den Fall, dass solche von je 2000 PS$_e$ aufgestellt werden
8.	Champ, Fure et Morge, Taf. XLIII	6 × 1350 = 8100	5468	Drehstrom	3000	unter dem Maschinenflur	1,30 × 3,0 = 3,90	0,049	0,071	—
9.	Lechwerk-Gersthofen	5 × 1500 = 7500	5065	An je 2 Turbinen sind Drehstrommaschinen, an je 2 Turbinen Gleichstrommaschinen, an die 5te eine Drehstrom und eine Gleichstrommaschine gekuppelt	5000 für die Drehstrommaschinen, 240 für die Gleichstrommaschinen	unter dem Maschinenflur	2,20 × 1,4 = 3,08	0,04	0,06	—
				b) Mit Riffelplatten abgedeckte Flur-Kanäle.						
10.	Wangen, Taf. XXIII, Fig. 2	7 × 1500 = 10500	7090	Drehstrom	11000	im Bedienungsgang	0,60 × 0,20 = 0,12	0,00114	0,0017	—
11.	Jonage-Cusset-Lyon, Taf. XL (S. 521)	8 × 1250 PS$_e$ 8 × 1350 PS$_e$ = 20800	14040		3500	im Bedienungsgang	0,87 × 0,30 = 0,26	0,00125	0,0018	—

Tabelle VII.

Übersicht über die Grösse der Bodenfläche

1	2	3		4	5
Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage und Art des Stromes	Anzahl und Gesamtleistung der in dem Krafthause aufgestellten Maschinensätze		Spannung an den Maschinenklemmen in Volt	Spannung in der Fernleitung in Volt
		a) in PS.	b) in KW		
1.	Vizzola, Taf. II, Drehstrom	10 × 2000 = 20000	13500	11 000	11 000
2.	Turbigo, Taf. VIII, Drehstrom	5 × 1500 = 7500	5065	11 000	11 000
3.	Pont St. Martin, Taf. XV, Drehstrom	5 × 1000 = 5000	3375	3000	15 000
4.	Wangen, Taf. XXIII, Drehstrom	7 × 1500 = 10500	7090	11000	11000 u. 25000
5	Bergamasca, Taf. IX, Drehstrom	1 × 400, 3 × 600, 1 × 800 } = 3000	2025	7000	—
6.	Funghera, Taf. X, Drehstrom	6 × 1500 = 9000	6075	8000	24 000
7.	Kubelwerk, Taf. XXI, Drehstrom	4 × 500, 2 × 1000, 1 × 1000 in einer Dampfmaschine } 5000	3375	10 000	10 000
8.	Ceres Ala, Taf. XI, Drehstrom	4 × 700 = 2800	1890	12 000	12 000
9.	Les Clées-Yverdon, Taf. XIX, Drehstrom	6 × 300 = 1800	1215	5200	5200
10.	La Goule, Taf. XVIII, Einphasen-Wechselstrom	3 × 500, 1 × 650, 1 × 1000 } = 3650	2466	5500	5500, später auf etwa 25 000 V. erhöht
11.	Chèvres, Taf. XXVIII, Zweiphasen-Wechselstrom und Gleichstrom	15 × 1200 = 18000	12 150	2750, 5500 } Wechselstrom	5500, Wechselstrom
12.	La Dernier-Vallorbe, Drehstrom und Einphasen-Wechselstrom Taf. XXXI und S. 466	Aufgestellt 5 × 1000 = 5000, noch Platz für 3 Sätze, also zusammen 8000	also zusammen 5400	13500 { Drehstrom u. Einphasen-Wechselstrom	13 500
13.	Avignonnet, Drehstrom und Gleichstrom (S. 504)	Aufgestellt 4 × 1750, noch Platz für 3 × 1750 } = 12250	8267. 3 Maschinen liefern Drehstrom, 1 Maschine Gleichstrom	15 000 für Drehstrom, 2400 2 für Gleichstrom	15000 bis 26000 für Drehstrom, 2400 für Gleichstrom

Tabelle VII.

für die Schaltanlage bei 16 Anlagen.

6	7	8		9
Ungefähre Bodenfläche der Schaltanlage in qm	In wieviel Etagen ist die Schaltanlage untergebracht?	Bodenfläche in qm der Schaltanlage pro 100 in dem Krafthause aufgestellter (nach Spalte 3)		Bemerkungen
		a) PS_e	b) KW	
419,0	4 Etagen	2,09	3,10	Knapp
550,7	4 Etagen	7,30	10,9	Sehr geräumig
128,0	1 Etage	2,56	3,8	Transformatorenanlage im Krafthause
258,0	2 Etagen	2,46	3,64	—
Zusammen 133,7	1 Etage	4,44	6,66	—
(5,4 × 15,30 × 2,0) + 14,0 × 10,2 = 308,0	Der Raum unter dem Podium der Schalttafel ist mitgerechnet, im übrigen in einer Etage	3,42	5,07	Schaltanlage an einem Ende des Maschinensaales. Der Strom wird in dem Krafthause transformiert
90,0	4 Etagen	1,8	2,66	Knapp
(3,10 × 10,0 × 2,0) + 10,0 × 8,0 = 142,0	Der Raum unter dem Podium der Schalttafel ist mitgerechnet, im übrigen in einer Etage	5,1	7,5	Schaltanlage an einem Ende des Maschinensaales. Der Strom wird in Funghera transformiert
10,40 × 3,75 = 40,13	1 Etage	2,23	3,30	Sehr knapp mit Rücksicht auf die Kleinheit der Maschinen-Sätze
Zusammen rd. 132	2 Etagen	3,60	5,35	—
Zusammen 295	4 Etagen	1,64	2,43	Zu knapp (vergl. S. 452)
752	4 Etagen	a) 9,4 b) 6,9	14,0 10,1	Reichlich a) Wenn für die drei freien Plätze Sätze zu 1000 PS_e b) Wenn solche von 2000 PS_e aufgestellt werden
390,0	4 Etagen	3,18	4,72	—

Fortsetzung der Tabelle VII.

1	2	3		4	5
Lfd. Nr	Bezeichnung der Anlage und Art des Stromes	Anzahl und Gesamtleistung der in dem Krafthause aufgestellten Maschinensätze		Spannung an den Maschinenklemmen in Volt	Spannung in der Fernleitung in Volt
		a) in PS$_e$	b) in KW		
14.	Urft-Talsperre, Taf. XLVIII, Drehstrom	Aufgestellt 6 × 2000, Platz für noch 2 × 2000 } = 16000	10 800, Drehstrom	5000	35000, Transformatoren im Krafthause
15.	Morbegno, Taf. XVII, Fig. 7 Drehstrom	Aufgestellt 3 × 2000, Platz für noch 1 × 2000 } = 8000	5400	20000	20000
16.	Beznau, Taf. XXIV und Taf. LXXVIII Drehstrom	11 × 1000 = 11000	7425	8000	8000 u. 25000

Wenn die ganze Kraft für ein und denselben Abnehmer bestimmt ist, wie bei der Anlage Morbegno (S. 392), so wird naturgemäss die Schaltanlage sehr vereinfacht und der Raumbedarf kleiner, aber die bei der genannten Anlage gewählten Abmessungen sind dennoch sehr knapp (Taf. XVII, Fig. 7 und Taf. LXXIX, Fig. 5). Bei den Anlagen Rheinfelden und Lechwerk-Gersthofen wird der grösste Teil der Kraft in Form von Gleichstrom an Grosskonsumenten abgegeben, deren Etablissements in der Nähe des Krafthauses liegen. Auch hierbei ergibt sich infolgedessen ein kleinerer Raumbedarf. Ferner nimmt naturgemäss der Raumbedarf pro 100 aufgestellte Maschinen-PS$_e$ oder KW mit der Grösse der Maschineneinheiten ab.

Die verfügbaren Bodenflächen z. B. bei den Anlagen Vizzola S. 352, Les Clées Yverdon S. 405, Kubelwerk S. 415, Chèvres S. 452, Urfttalsperre S. 593, Lechwerk-Gersthofen S. 569, Rheinfelden S. 584 haben sich als recht beengt herausgestellt. Man sollte daher bei neuen Anlagen, wenn es sich um kleinere Einheiten bis zu 600 PS$_e$ handelt, nicht weniger als 4 bis 5 qm pro 100 aufgestellte Maschinen-PS$_e$ zur Verfügung stellen, sofern die Leitung des gesamten Stromes nach einer Stelle erfolgt und nicht weniger als 8 bis 10 qm, wenn eine Verteilung des Stromes auf verschiedene Linien in Frage kommt. Bei grösseren Einheiten würden 3 bis 4 qm pro 100 aufgestellte Maschinen-PS$_e$ genügen, sofern der Strom zum grössten Teil nach einer Stelle geleitet wird und 6 bis 8 qm, sofern die Verteilung auf verschiedene Leitungsstränge zu erfolgen hat.

Wird der Strom noch in dem Krafthause selbst transformiert, so ist es zu empfehlen, für die Bodenfläche des Schaltraumes Zuschläge zu den obigen Zahlen von etwa 1 bis 1$^1/_2$ qm pro 100 aufgestellte PS$_e$ zu machen.

Im Teil B dieses § (S. 1055) werden noch einige Angaben über die erforderlichen Mindestlängen und Breiten von Schalträumen folgen, auf die hier verwiesen sei.

Nur bei sehr grossen Krafthäusern wird die Unterbringung der Schaltanlage für die Fernleitungen — getrennt von derjenigen der Maschinen, welche im Maschinensaal bleiben muss — in einem besonderen Hause in Frage kommen. Eine solche Anordnung wurde z. B. bei der Ontario Power Co. (205000 PS$_e$) (Taf. XLIV, Fig. 4 und 5 und S. 544) gewählt. In der Regel findet die Schaltanlage ihren Platz entweder in

Fortsetzung der Tabelle VII.

6	7	8		9
Ungefähre Bodenfläche der Schaltanlage in qm	In wieviel Etagen ist die Schaltanlage untergebracht?	Bodenfläche in qm der Schaltanlage pro 100 in dem Krafthause aufgestellter (nach Spalte 3)		Bemerkungen
		PSe	in KW	
(15,50 × 328) + 2 (20,63 × 6,34) = 312,4	3 Etagen (vergl. S. 1056)	1,95	2,89	Transformatoren im Krafthause, Raum knapp
97,0	1 Etage. Darstellung des Schaltraumes Taf. LXXIX, Fig. 5	1,21	1,79	Strom wird ausschliesslich zum Betriebe der elektrischen Vollbahn Lecco-Collico-Chiavenna und Collico-Sondrio verwendet. Raum trotzdem zu knapp.
497	4 Etagen	4,5	6,7	Geräumig.

einem in der Mitte oder am Ende des Maschinensaales liegenden Anbau. Die letztere Anordnung hat den Vorzug, dass die Schaltbrettwärter mit einem Blick den ganzen Maschinensaal übersehen können, wenn, was fast immer der Fall ist, sie ihren Standpunkt auf einem erhöhten Podium haben. Bei der Lage in der Mitte kann man meistens eine bessere Beleuchtung durch Seitenlicht erzielen und alle Maschinenkabel werden kürzer. Letztgedachte Ersparnis an Maschinenkabel wird allerdings u. U. hinfällig, wenn die Fernleitungen in Richtungen der Längsachse des Maschinensaals abgehen und man daher den Strom in der Hälfte der Maschinenkabel in entgegengesetzter Richtung zu derjenigen der Fernleitung führt.

Sehr geräumig und übersichtlich sind z. B. die Schaltanlagen bei der Anlage La Dernier-Vallorbe (Abb. 91 und 92, S. 466, Taf. XXXI, Fig. 2 bis 5 und Tab. VII ad 12), wo der Schaltraum in der Mitte und bei der Anlage Beznau (Taf. LXXVIII Tab. VII ad 16), wo der Schaltraum am Ende des Maschinensaales liegt.

Für die Übersicht des Schaltbrettwärters sind Schaltpulte, wie bei der Anlage Beznau (Taf. LXXVIII, Fig. 1 und 2) oder drehbare in einer Bogenlinie um den Sitz des Wärters aufgestellte Schaltsäulen (S. 1060) am meisten zu empfehlen, weil der Wärter hierbei mit dem Gesicht nach dem Maschinensaal seinen Dienst verrichtet.

Um an bebauter Fläche zu sparen, wird zweckmässig die gesamte für die Schaltanlage erforderliche Bodenfläche auf mehrere (2—4) Etagen verteilt. Hierbei ist die wünschenswerte räumliche Trennung der Niederspannungs- und Hochspannungsanlagen auf die einfachste Weise durchführbar. Die Blitzschutzvorrichtungen zum Schutze der Fernleitung, der Schaltanlage und Maschinen (S. 1056 u. 1060) werden bei oberirdischen Fernleitungen am besten in der obersten Etage untergebracht (Taf. LXXVIII, Fig. 2 und 3, Blitzschutzanlage La Dernier-Vallorbe und Abb. 356 desgl. Beznau).

Wände, Boden und Decken der Schalträume sollten stets aus unbrennbaren Stoffen hergestellt werden. Man sollte also die Verwendung von Holz für Fenster und Decken und Asphalt und Holz als Fussbodenbelag ausschliessen. In den Räumen, wo Ölwiderstände aufgestellt werden sollen, muss jede Öffnung in dem Fussboden, durch welche etwa Kabel heraufgeführt werden mit einem 5 bis 10 cm hohen unverbrennbaren Rand umgeben sein, ebenso müssen die abwärts führenden Treppen in



Abb. 366. Sammelschienen-Anordnung für die abgehenden Leitungen und Blitzschutzvorrichtungen der Anlage Beznau.

den Raum so einmünden, dass man von einer kleinen Stufe auf den Fussboden herabsteigt, damit das etwa durch Blitzschlag oder Kurzschluss entzündete brennende Öl, wenn die Ölgefässe zerspringen sollten auf keinen Fall in die unteren Etagen herabfliessen kann. Ferner sollte man dem Fussboden solcher Räume ein Gefälle nach einer Aussenwand geben und in dieser einige Ausgüsse aus glasiertem Ton anbringen, durch welche notfalls brennendes Öl unschädlich ins Freie geführt wird.

Für den Austritt der Hochspannungsleitungen aus dem Gebäude legt man meistens für jeden Draht oder für je zwei bis drei Drähte eine besondere Öffnung an, welche am besten mit einem feuerfesten Material ausgekleidet wird. Zur weiteren Isolierung wird dann der Draht innerhalb der Wand selbst meistens in einem starken Glasrohr geführt.

Beim Entwurf aller einschlägigen baulichen Einzelheiten sollte der Bauingenieur stets in engster Fühlung mit dem Elektrotechniker bleiben.

8. **Die Transformatorenräume.** Soll der Strom nicht mit der Maschinenspannung, sondern mit einer erhöhten Spannung in die Fernleitungen geschickt werden (vergl. Tab. II, S. 1003 u. ff.), so ist möglichst in unmittelbarem Zusammenhange mit dem Schaltraum ein Raum für Transformatoren vorzusehen. Man wird die Transformatoren wegen ihres grossen Gewichtes mit Vorliebe zur ebenen Erde oder in einem durch eine flachgeneigte Rampe zugänglichen Kellergeschoss unterbringen und zwar so, dass der Schaltraum für die Hochspannung direkt darüber liegt.

Beispiele hierfür sind die Anlagen:

1. Funghera (Taf. X, Fig. 11 und S. 369),
2. Kanderwerk (Taf. XXV, Fig. 4, Taf. XXVI, Fig. 5 und Abb. 83, S. 440),
3. Beznau (Taf. LXXVIII, Fig. 2 und S. 435),
4. Kykkelsrud (Taf. XXXIV, Fig. 8 und S. 491),
5. Champ (Fure et Morge) (Taf. XLIII, Fig. 2 und S. 540),
6. Urfttalsperre (Taf. XLVIII, Fig. 8 und S. 593).

Man versieht den Transformatorenraum in der Regel mit einem Gleise, auf welchem ein nach Art der Schiebebühnen ausgebildeter Wagen läuft. Lotrecht zu dem Hauptgleise werden dann bei grösseren Transformatoren kleine Gleise (für jeden Transformator eines) angelegt, auf welchen die einzelnen, auf kleinen Wagengestellen stehenden Transformatoren geschoben werden. Auf diese Weise ist es leicht, die schweren Stücke schnell auszuwechseln.

Wegen der Lüftung der Transformatorenräume vergl. S. 998. Für die Bemessung des Raumbedürfnisses ergeben einerseits die angezogenen Beispiele Anhaltspunkte, andererseits werden noch einige Zahlenangaben im Teil B dieses § S. 1056 u. ff. folgen. Bei der Konstruktion der Decke ist auf die zahlreichen elektrischen Leitungen, welche sie durchdringen müssen, entsprechend Rücksicht zu nehmen. Es sind deshalb ebenso, wie beim Entwurf des Schaltraumes, sorgfältige Erkundigungen bei dem entwerfenden Elektrotechniker nötig.

Wenn Wasserkühlung der Öltransformatoren vorgesehen werden soll, ist auf die von dem Druckrohr oder den Turbinenkammern abzuzweigenden Kühlwasserleitungen Bedacht zu nehmen. Bei Luftkühlung der Transformatoren werden zweckmässig entsprechende Luftkanäle unter dem Transformatorenraume (vergl. Anlage Kykkelsrud) angelegt, über deren Abmessungen man sich nach den Angaben (S. 998) ein ungefähres Bild machen kann. Einer ständigen Bedienung bedürfen die Transformatoren nicht und man hat deshalb in einigen der neuesten Anlagen, wie z. B. bei der mehrerwähnten

Anlage in Brusio (S. 359 und 940 und 919) jeden einzelnen Transformatorenstand an drei Seiten durch Monierwände und vorn nach dem Schiebebühnengleis zu durch eine Wellblechjalousie abgeschlossen. Schliesst man die letztere, so ist jede Gefahr der Berührung der Transformatoren durch Unachtsamkeit etc. ausgeschlossen.

Kleinere Transformatorenräume sind auf Taf. LXXIX in Fig. 4 (Krafthaus Pont St. Martin) und in Fig. 2 (Transformatorenunterstelle in Voiron der Anlage Champ, Fure et Morge) dargestellt.

9. Die Nebenräume. Zu jedem Krafthause gehört eine Reparaturwerkstatt, in welcher kleinere Reparaturen ausgeführt werden können. Je nach der Zahl und Grösse der aufgestellten Maschinen ist dieselbe mit einem Schmiedefeuer, einigen Dreh- und Hobelbänken, sowie mit Arbeitsbänken und Schraubstöcken auszurüsten. Die Reparaturwerkstatt wird meistens an einem Ende des Maschinensaales derart angelegt, dass die Stücke, welche von dem Laufkran auf einen Wagen gelegt sind, leicht und bequem in die Werkstatt geschoben werden können, wie z. B. bei den Anlagen:

1. Champ (Fure et Morge) (Taf. XLIII, Fig. 1);
2. Ceres Ala (Taf. XI, Fig. 6);
3. Pont St. Martin (Taf. XV, Fig. 1);
4. Morbegno (Taf. XVII, Fig. 7);
5. Urfttalsperre (Taf. XLVIII, Fig. 8).

Bei der Anlage La Dernier-Vallorbe ist an einem Ende des Maschinensaals ein 4 m breiter Streifen desselben als Werkstatt benutzt (Taf. XXXI, Fig. 2 und 3). Diese Anordnung hat den Vorzug, dass man die Stücke direkt mit dem Kran in die Werkstatt bringen und auf die Arbeitsbank legen kann. Wenn man das Schmiedefeuer ausserhalb unterbringt, so wird in der Werkstatt kein Staub erzeugt und lässt sich auch aus diesem Gesichtspunkte nichts gegen diese Anordnung einwenden.

Bei der Anlage Chèvres wurden in einem besonderen Gebäude, welches am Ende des Vorbeckens lotrecht zum Krafthause Aufstellung gefunden hat, im Kellergeschosse die Transformatoren und darüber die Reparaturwerkstatt untergebracht (S. 452).

Zu den unentbehrlichen Nebenräumen gehören ferner helle und mit abwaschbaren Fussboden, Wänden und Türen versehene Klosetträume für die Aufsicht führenden Angestellten und das Bedienungs-Personal, ferner ein beizbarer Raum mit Kleiderschränken für das Personal, ein heller und geräumiger Lagerraum für Schmier- und Putzmaterial und ein desgl. für Reserveteile.

Wünschenswert sind ferner ein oder zwei Diensträume für die Aufsicht und ein Baderaum für das Bedienungs-Personal. Alle diese Nebenräume müssen möglichst hell und aus gutem Material hergestellt werden, damit überall und jederzeit im ganzen Krafthause die peinlichste Ordnung und Sauberkeit verlangt und erzielt werden kann.

Bei einigen Anlagen sind auch Wohnungen in dem Krafthause mit untergebracht, wie z. B. bei den Anlagen Morbegno, Lechwerk-Gersthofen und Urfttalsperre.

Es ist gewiss sehr erwünscht, dass jederzeit ein Maschinist und vor allen Dingen der Maschinenmeister, auch wenn der Betrieb ruht, im Haus sind und unter Umständen lässt sich durch Ausnützung des Raumes über den vorerwähnten Nebenräumen zu Wohnzwecken die Anlage billiger herstellen, als wenn man besondere Wohnhäuser für die Angestellten baut. Wo aber die letztgedachte Ersparnis nicht erheblich ins Gewicht fällt, sollte man die Wohnungen vom Krafthause trennen. Der Verkehr zu den Wohnungen verträgt sich meistens nicht gut mit dem Betriebe und für die Grundrissbildung der Wohnungen ist man an Verhältnisse gebunden, welche an sich gar nichts mit Wohnungen zu tun haben. So werden dann solche Wohnungen meist recht nüchtern und unwohnlich.

Die Wohnungen in getrennten Häusern können dagegen viel behaglicher ausfallen und werden meistens nicht wesentlich teurer. Der Raumbedarf für eine Maschinenmeisterwohnung (Chef d'usine) ist bei kleineren Anlagen etwa drei Zimmer, Küche, Mädchenstube, Kammer, Badestube; bei grösseren Anlagen ein Zimmer mehr. Die Maschinenwärter und ähnliche Angestellte erhalten etwa zwei bis drei Zimmer, Kammer, Küche und Badestube.

10. Die Bedachung des Krafthauses. Das Dach des Maschinensaales sollte, abgesehen von der selbstverständlichen Forderung der Wasserdichtigkeit, möglichst wärmeisolierend und wenn möglich unbrennbar sein. Ferner muss die Gefahr des Tropfens vermieden werden.

Alle möglichen Arten von Dächern, bei denen die obigen Anforderungen nicht oder nur zum Teil Erfüllung gefunden haben, sind aber bei Krafthäusern tatsächlich verwendet und es genügt wohl auf die im Kapitel II beschriebenen zahlreichen Beispiele zu verweisen. Den obengenannten drei wünschenswerten Anforderungen wird entsprochen, wenn man wegen der Wärmeisolierung metallische Eindeckung und wegen der Unbrennbarkeit Holz ausschliesst und ferner indem man entweder doppelte Decken mit Luftschicht oder Decken von isolierendem Material in grösserer Dicke hergestellt. Bei einer derartigen Ausführung erwärmt sich die untere Deckenfläche so stark, dass eine Tropfgefahr nicht besteht.

Die Krafthäuser der Anlagen Vizzola (Taf. II, Fig. 2 und Abb. 87, S. 350) und Turbigo (Taf. VII, Fig. 1) sind nach dem System Bianchi mit Hohlziegelplatten unbrennbar eingedeckt (S. 352). Bei dem Mittelbau des Krafthauses Jonage-Cusset-Lyon (Taf. XL, Fig. 3 und Abb. 115, S. 520) ist die Eindeckung durch doppelte Zementplatten mit Luftschicht erfolgt und die Dichtung durch Holzzement bewirkt (vergl. 521). Schwemmsteinkappen zwischen I Trägern wurden zur Eindeckung bei dem Krafthause Urfttalsperre (Taf. XLVIII, Fig. 9 und 10) verwendet (vergl. S. 593). Hier sind ausserdem durch Rückfallflächen des Daches äussere Regenrohre, welche leicht einfrieren können, vermieden. Die Regenrohre werden im Innern des Maschinensaales herab und in die Turbinenkanäle hineingeführt, was bei ähnlichen Anlagen zur Nachahmung empfohlen werden kann.

B. Die elektrische Einrichtung der Krafthäuser.

Hierzu Taf. LXXVIII bis LXXX.

Bearbeitet von J. Laufer, Oberingenieur, Berlin.

Die elektrische Einrichtung der Krafthäuser setzt sich zusammen aus:

1. Den Dynamomaschinen (Generatoren oder Stromerzeuger),
2. der Erregeranlage,
3. den Verbindungsleitungen zwischen der Schaltanlage einerseits und den Generatoren, Erregermaschinen und Transformatoren andererseits,
4. den Transformatoren,
5. der Schaltanlage,
6. dem Blitz- und Überspannungsschutz,
7. der Beleuchtung des Krafthauses.

Im folgenden sollen die sämtlichen Teile eines elektrischen Krafthauses einer Besprechung unterzogen werden. Im Anschluss hieran sind unter 8. die Gesichtspunkte für die Wahl des Stromsystems, unter 9. die Theorie der Leitungsberechnung kurz

erörtert, unter 10. eine Zusammenfassung der Bezeichnungen und Formeln und unter 11. Angaben über Gewichte und Preise hinzugefügt.

1. Generatoren. a) Gleichstrommaschinen. Die Generatoren setzen die von den Turbinen gelieferte, mechanische Energie in elektrische um. Bei dieser Umwandlung werden die Erscheinungen benutzt, welche man unter dem Namen Induktion[1]) zusammenfasst und worunter man die gegenseitige Beeinflussung eines magnetischen Feldes und eines in diesem befindlichen elektrischen Leiters versteht.

In einem Leiter, der sich in einem magnetischen Felde befindet, wird eine elektromotorische Kraft (abgek. E.M.K.) oder eine „Spannung" hervorgerufen (induziert), sobald der Leiter in dem Felde so bewegt wird, dass er Kraftlinien schneidet.

Bei jeder Dynamomaschine wird man also zwei Hauptteile unterscheiden können: Einen das Magnetfeld erzeugenden Teil, die sog. Feldmagnete, und einen die zu induzierenden Leiter tragenden Teil, den Anker der Dynamo.

Die Induktion in einer Dynamomaschine geht folgendermassen vor sich: In Abb. 357 seien N und S der Nord- bezw. Südpol der Feldmagnete. Zwischen diesen Polen drehe sich in der Pfeilrichtung der Eisenring a, auf welchem sich eine aus Kupferdraht hergestellte Windung b zunächst in der Stellung 1 befinden möge. Die schwach gezogenen Pfeillinien sollen die Kraftlinien des von den Feldmagneten erzeugten Magnetfeldes bezeichnen.

Wir wollen zunächst einmal betrachten, wie die Anzahl der in einer gewissen Zeit — z. B. pro Sekunde — von der Windung b geschnittenen Kraftlinien während einer Umdrehung variiert. Von der Stellung 1 aus bewegt sich der Ankerumfang und mit ihm die auf ihm liegende Windung während einer unendlich kleinen Zeit parallel zur Kraftlinienrichtung und daher werden während dieser Zeit Kraftlinien nicht geschnitten; die induzierte E.M.K. wird also in der Stellung 1 Null sein. Bewegt sich jetzt die Windung von der Stellung 1 auf die Stellung 2 zu, so wird die Anzahl der pro Sekunde geschnittenen Kraftlinien immer grösser werden, bis sie, wenn die Windung in Stellung 2 angelangt ist, ihr Maximum erreicht. In Stellung 3 wird die Anzahl der pro Sekunde geschnittenen Kraftlinien wieder gleich der in Stellung 1, jedoch treten die Kraftlinien von der anderen Seite in die Windung ein und die in der Spule induzierte E.M.K. wird dementsprechend ebenfalls umgekehrt gerichtet sein[2]). In Stellung 4 ist die Anzahl der geschnittenen Kraftlinien wieder maximal und wird von da ab wieder geringer, bis sie in Stellung 1 bei gleichzeitigem Richtungswechsel der induzierten E.M.K. auf Null herabgesunken ist, worauf das Spiel von neuem beginnt.

Aus dem Vorstehenden ist ohne weiteres ersichtlich, dass keineswegs gerade der Dynamoanker bewegt werden muss, um in der Ankerwindung b eine E.M.K. hervorzurufen. Es ist vielmehr offenbar, dass man ebensogut die Feldmagnete in Rotation versetzen und hierbei den gleichen Effekt erzielen könnte.

Man sieht ferner, dass die induzierte E.M.K. ihre Stärke und Richtung periodisch wechselt, mit anderen Worten, dass in der Windung ein Wechselstrom hervorgerufen wird. Wenn man die Windung aufschneidet und die beiden Enden zu zwei auf der Ankerwelle sitzenden Schleifringen führt, kann der Strom mittelst auf den Ringen schleifender Metall- oder Graphitklötze — der sog. Bürsten — abgenommen werden. Hat

---

[1]) Michael Faraday hat die elektrische Induktion entdeckt und vollständig erforscht (geb. 1791, † 1867). Vergl. L. Graetz, Die Elektrizität und ihre Grundlagen, Stuttgart 1903.

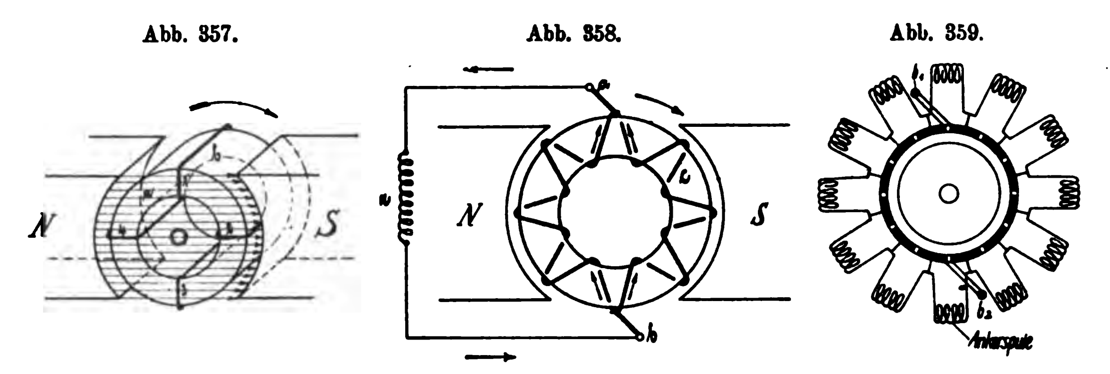
[2]) Die Richtung des induzierten Stromes kann man mit Hilfe der sog. „Drei-Finger-Regel" oder „Rechte-Hand-Regel" bestimmen. Vergl. L. Graetz, Die Elektrizität u. ihre Grundlagen. Aufl. 1903. S. 217.

man die Dynamo aber mit feststehendem Anker und rotierenden Magneten ausgeführt, so kann man sogar die Schleifringe und Bürsten entbehren und die beiden Enden der Windung zu zwei festen Klemmen führen, von denen man den erzeugten Strom abnehmen kann.

Es ist ferner leicht einzusehen, dass es unwirtschaftlich wäre, auf dem ganzen Umfange des Ankers nur eine Windung anzubringen. Man bewickelt vielmehr den ganzen Ankerumfang und erhält so erheblich stärkere Wirkungen.

Da im Dynamoanker stets ein Wechselstrom induziert wird, so muss man bei einer Gleichstromdynamo besondere Einrichtungen treffen, um aus dem Anker einen stets in derselben Richtung fliessenden Strom entnehmen zu können. Eine Vorrichtung, welche dies ermöglicht, ist der sog. Kommutator. Die Wirkungsweise des Kommutators kann man sich folgendermassen erklären: In Abb. 358 ist statt der in Abb. 357 gezeichneten einzelnen Windung eine Drahtspirale um den Eisenkern c herumgelegt, welche man sich aus aneinandergereihten Einzelwindungen entstanden denken kann. In jeder dieser Windungen wird eine ihrer jeweiligen Stellung entsprechende E.M.K. erzeugt. Sämtliche auf der linken Ankerhälfte induzierten E.M.Ke. werden sich,

Abb. 357. Abb. 358. Abb. 359.

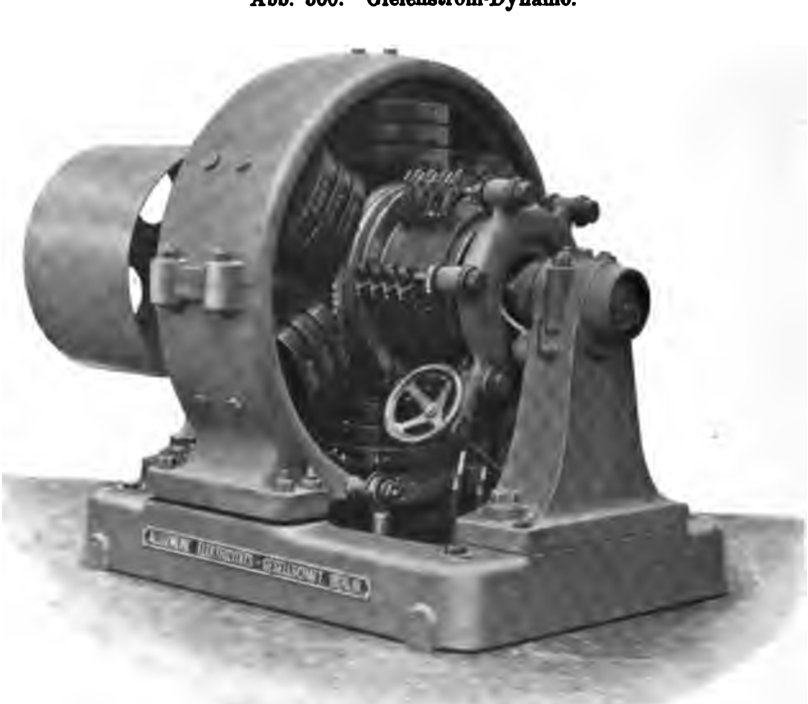


da die einzelnen Windungen „hintereinander geschaltet“ sind, addieren. Der gleiche Vorgang findet auf der rechten Ankerhälfte statt, jedoch sind die hier induzierten E.M.Ke. denen auf der linken Ankerhälfte entgegengesetzt und, da die Maschine absolut symmetrisch ist, gleich. Die Summen der E.M.Ke. der einzelnen Windungen der rechten und linken Ankerhälfte werden sich also das Gleichgewicht halten und in der Ankerwickelung selbst wird kein Strom fliessen. Legt man nun an den Punkten a und b, (deren Verbindungslinie man „neutrale Zone“ oder „neutrale Achse“ nennt, weil die Induktion an dieser Stelle gleich Null ist), feststehende Bürsten auf die aussen blank gedachte Wickelung und schaltet zwischen diese einen Stromverbrauchskörper r, so wird aus beiden Ankerhälften über die Bürste a ein Strom durch r und über b wieder in den Anker hineinfliessen. Dieser Strom wird bei stillstehenden Bürsten stets in gleicher Richtung verlaufen, also ein Gleichstrom sein, während in jeder Ankerspule ein Strom von wechselnder Richtung fliesst, je nach der Stellung, in welcher sich die Spule zu den erregenden Polen befindet.

Durch die oben beschriebene Anordnung wäre also das Problem der Gleichstromerzeugung gelöst und es sind früher tatsächlich Dynamomaschinen gebaut worden, bei denen die aussen blanken Ankerleiter als Kommutatorstäbe benutzt wurden. Man ist aber von dieser Bauart abgekommen, da sich mancherlei Unzuträglichkeiten dabei ergaben und man lässt jetzt (vergl. Abb. 359) die Bürsten b_1 und b_2 auf einem besonderen Kommutator schleifen, wie dies in Abb. 359 schematisch dargestellt ist. Jedes Segment des

Kommutators ist mit dem Ende der einen und dem Anfang der nächsten Ankerspule verbunden oder anders ausgedrückt, zwischen je zwei Segmente ist stets eine Ankerspule geschaltet. Die Bürsten müssen natürlich in Richtung des Ankerumfanges so breit sein, dass sie vor dem Verlassen eines Segmentes das nächste bereits berühren, damit keine Stromunterbrechung stattfindet. Die gleichzeitige Berührung zweier Segmente durch die Bürste verursacht ein „Kurzschliessen" der zwischen den beiden Segmenten liegenden Ankerspule d. h. es entsteht ein geschlossener Stromkreis, der aus Spule, erstem Segment, Bürste und zweitem Segment gebildet wird. Wie aus Abb. 358 ersichtlich, ist der Ankerstrom in den vor der Bürste liegenden Ankerspulen umgekehrt gerichtet wie in den Spulen hinter der Bürste. Es muss also in der Spule, die durch die Bürste kurzge-

Abb. 360. Gleichstrom-Dynamo.



schlossen ist, ein Stromrichtungswechsel eintreten. Dieser Wechsel muss, da sich die Spule nur während einer sehr kleinen Zeit in der gedachten Stellung befindet, äusserst rasch vor sich gehen; es tritt daher „Selbstinduktion" auf (vergl. S. 1071 u. ff.), wodurch in den kurzgeschlossenen Spulen ein Strom erzeugt wird, welcher von der Bürste in dem Augenblick, in dem sie das Segment verlässt, unterbrochen werden muss. Dies Unterbrechen zusammen mit der durch den Kurzschlusstrom hervorgerufenen hohen Strombelastung gibt Anlass zur Funkenbildung. Diese Erscheinung, das „Feuern" der Dynamo, ist sehr unerwünscht, da hierdurch der Kommutator leidet, und man muss dafür sorgen, dass die Funkenbildung, welche sich nie vollständig vermeiden lässt, möglichst gering wird. Man erreicht dies, indem man die Bürsten im Sinne der Drehrichtung der Dynamo etwas verschiebt, eine Massnahme, welche auch aus anderen, später zu erörternden Gründen erforderlich ist.

Man nimmt für die Herstellung des Ankerkörpers Eisen, weil dasselbe den Kraftlinien einen geringeren magnetischen Widerstand bietet als andere Materialien z. B. die

Luft. Es gehen deshalb bei einer Dynamo mit eisernem Anker die meisten Kraftlinien durch den Anker und es wird dadurch ein grosser Teil derjenigen Kraftlinien für die Induktion nutzbar gemacht, der bei Verwendung eines anderen, unmagnetischen Materials für den Ankerkörper ungenutzt ausserhalb des Ankers verlaufen und von den Ankerdrähten nicht geschnitten werden würde.

Eine besondere Rolle spielt dies bei Verwendung mehrpoliger Maschinentypen, wie sie für grössere Leistungen in Betracht kommen. Bei derartigen Maschinen stehen die ungleichnamigen Pole sehr nahe beieinander (s. Abb. 360) und die Gefahr, dass ein Teil der Kraftlinien nicht durch den Anker geht, ist hier besonders gross. Immerhin wird trotz der Verwendung eines Eisenankers noch ein Bruchteil der Kraftlinien direkt von Pol zu Pol gehen, ohne den Anker zu schneiden; die Anzahl dieser mit dem Ausdruck Streulinien — kurz auch Streuung — bezeichneten Kraftlinien ist allerdings bei guten Maschinen sehr gering.

Die Verwendung des Eisens für den Ankerkörper bringt aber neben den erwünschten auch einige unerwünschte Erscheinungen mit sich. Da das Eisen selbst ein Leiter ist, so ist es natürlich, dass bei der Rotation auch in ihm Induktionsströme entstehen werden. Diese Ströme, welche sich nicht nutzbar machen lassen, sind unwillkommen, einmal, weil zu ihrer Erzeugung eine gewisse Energie aufgewendet werden muss und ferner, weil sie den Anker erwärmen. Um die Entstehung dieser sog. Wirbelströme nach Möglichkeit zu vermeiden, stellt man den Ankerkörper nicht aus einem massiven Eisenstück her, sondern man setzt ihn aus einzelnen Blechen zusammen, die voneinander durch Papierzwischenlagen isoliert sind. Für den Durchgang der Kraftlinien bietet diese Unterteilung des Ankerkörpers kein Hindernis, da die Ebenen der einzelnen Ankerbleche in der Richtung des Kraftlinienflusses liegen.

Das Ankereisen wirkt aber nicht nur als elektrischer Leiter, in welchem Ströme induziert werden, sondern es wird auch durch die Ankerwickelung magnetisiert, wird also seinerseits ein Magnetfeld erzeugen. Dies von den Ankerwindungen hervorgebrachte Magnetfeld wirkt dem von den Feldmagneten erzeugten entgegen; man wird also, um seine Wirkung auszugleichen, bei steigendem Ankerstrom die Feldmagnete stärker erregen müssen.

Die Wirkung des vom Ankerstrom erzeugten Magnetfeldes fasst man mit anderen, im gleichen Sinne wirkenden Einflüssen, deren Erörterung hier zu weit führen würde, unter dem Namen Ankerrückwirkung oder Ankerreaktion zusammen. Es sei hier nur darauf hingewiesen, dass die Ankerrückwirkung bei steigender Strombelastung im allgemeinen ein Sinken der Maschinenspannung hervorruft, welches durch Verstärkung des Magnetfeldes d. h. Vergrösserung des Erregerstromes ausgeglichen werden muss.

Die Ankerrückwirkung verursacht aber nicht nur eine Schwächung des von den Magneten erzeugten Feldes, sondern sie verzerrt dasselbe auch, sodass die neutrale Zone sich um einen gewissen Winkel gegen die Linie a b (Abb. 358) im Sinne der Ankerdrehrichtung verschiebt. Man muss also auch, um die volle von der Maschine erzeugte Spannung nutzbar machen zu können, die Bürsten um den gleichen Winkel verstellen. Da die Grösse des Verschiebungswinkels von der Ankerrückwirkung, also vom Ankerstrom abhängig ist, wird die Bürstenstellung für verschiedene Belastungen verschieden sein und man wird bei wechselnder Belastung die Bürsten nachstellen müssen. Bei guten Maschinen ist allerdings überhaupt nur eine geringe Verschiebung selbst bei starken Belastungsunterschieden erforderlich und man ist sogar neuerdings durch die Einführung der sog. Wendepole und der kompensierten Maschinen in der Lage, Dynamos zu bauen, die konstante Bürstenstellung bei den verschiedensten Belastungen gestatten.

Die Leistung einer Dynamomaschine ist bestimmt durch das Produkt aus der von ihr gelieferten Stromstärke und Spannung und wird in Watt (1000 Watt = 1 Kilowatt = 1,372 PS; 1 PS also = 0,736 KW) gemessen, während das Mass für die Stromstärke das Ampère und für die Spannung das Volt ist. Diese Einheiten basieren auf dem Zentimeter-Gramm-Sekunden-System und wurden mit Rücksicht auf die Bedürfnisse der Praxis so festgelegt, dass

1 Volt[3]) $= 10^8$ Z.G.S.-Einheiten,

1 Ampère[4]) $= 10^{-1}$ Z.G.S.-Einheiten,

1 Watt = 0,001 Kilowatt (KW) $= 10^7$ Z.G.S.-Einheiten beträgt[5]).

Die von einer gegebenen Spannung in einem Gleichstromkreise erzeugte Stromstärke ist von dem elektrischen Widerstande dieses Stromkreises abhängig. Diese Abhängigkeit wird durch das Ohmsche Gesetz[6]) bestimmt:

$$\text{Stromstärke (J)} = \frac{\text{Spannung (E)}}{\text{Widerstand (W)}}.$$

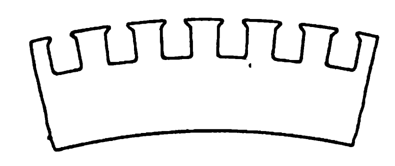
Für Wechselstromkreise ist das Ohmsche Gesetz nicht ohne weiteres gültig, sondern es treten hier kompliziertere Verhältnisse auf (vergl. S. 1071 ff).

Als technische Einheit des elektrischen Widerstandes gilt das Ohm $(\Omega) = 10^9$ Z.G.S.-Einheiten.

Das Verhältnis zwischen den technischen Einheiten und denen des Z.G.S.-Systems ist so gewählt, dass das Ohmsche Gesetz auch ohne weiteres für die in technischen Einheiten ausgedrückten Grössen Gültigkeit hat.

In Abb. 360 ist eine moderne Gleichstromdynamo dargestellt. Die Maschine besteht aus dem kreisförmigen Gusseisengestell, welches die zur Vermeidung von Wirbelströmen meist aus gestanztem Eisenblech hergestellten und durch Schrauben am Magnetgestell befestigten Magnetpole mit ihrer Wicklung hält und gleichzeitig als Magnetjoch dient. Das Magnetgestell setzt sich mit zwei Pratzen auf eine gusseiserne Grundplatte auf, auf welcher auch die den Anker tragenden beiden Lager aufgebaut sind.

Abb. 361. Ankerblech.



Die Ankerbleche sind ringförmig und werden aus vorzüglichstem, weichem Eisen hergestellt. Die Bleche werden meist in der nebenstehend skizzierten Form gestanzt (Abb. 361), erhalten also am Rande eine Verzahnung, wodurch bei dem fertigen Ankereisenkörper der Dynamowelle parallellaufende Nuten entstehen, in welche die Wicklung eingebettet wird, damit keine Verschiebung derselben stattfinden kann. Die Nuten werden gewöhnlich noch mit Isoliermaterial ausgekleidet, damit die mit Baumwolle isolierte Wicklung selbst bei einer Verletzung der Baumwollisolation keinen „Schluss“ gegen den Ankerkörper bekommt, d. h. mit dem Ankerkörper in elektrisch leitende Verbindung tritt.

Der Kommutator (auch Kollektor genannt) ist mit der Ankerwickelung durch Kupferblechstreifen verbunden; er besteht aus einer grossen Anzahl prismatischer Stücke hartgezogenen Kupfers, welche auf eine auf die Dynamowelle aufgekeilte eiserne, mit Isoliermaterial verkleidete Buchse aufgelegt und voneinander ebenfalls sorgfältig isoliert werden. Durch geeignete Druckvorrichtungen werden die einzelnen Kommutatorseg-

---

[3]) Genannt nach Volta, dem Entdecker der Kontaktelektrizität; geb. 1745, gest. 1827.

[4]) Genannt nach Ampère, welcher die Theorie der Elektrodynamik aufstellte; geb. 1775, gest. 1836.

[5]) Näheres s. Graetz, Die Elektrizität und ihre Anwendungen. 10. Aufl. S. 308—316.

[6]) Aufgestellt 1827 von Ohm (Ohm geb. 1787, † 1854).

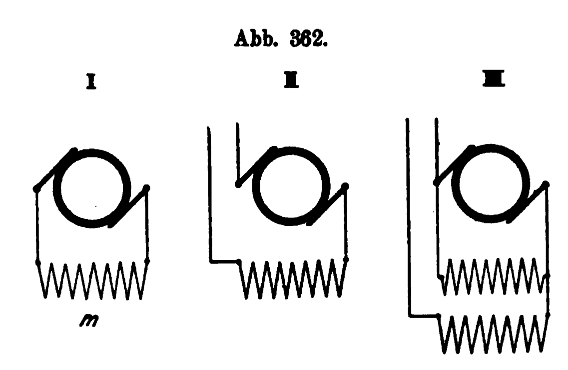
mente in ihrer Lage gehalten. Nach Fertigstellung wird der Kommutator abgedreht und poliert, da eine absolut glatte und kreisrunde Kommutatorfläche eine Hauptbedingung für einen guten, funkenfreien Gang der Dynamo bildet.

Die Stromabnahme vom Kommutator erfolgt durch die Bürsten, heutzutage meist Kohlenklötze, welche durch die Bürstenträger gehalten werden. Die früher gebräuchlichen Kupfergazebürsten wendet man heute nur noch ausnahmsweise bei Maschinen für grosse Stromstärken an, da die Kohlebürsten den Kommutator weniger angreifen und sie, da bei ihnen der Übergangswiderstand an der Auflagefläche erheblich grösser ist als bei Kupferbürsten, geringere Neigung zur Funkenbildung haben als die letzteren.

Der Schaltung nach kann man drei Arten von Gleichstromdynamos unterscheiden: Die Nebenschlussdynamo, die Hauptstromdynamo und die Compounddynamo.

Die drei Arten der Schaltung werden durch die nachstehenden Figuren erläutert (Abb. 362): I stellt die Schaltung einer Nebenschlussmaschine dar. Diese Bezeichnung rührt daher, dass die Magnetwickelung m im Nebenschluss zum Anker liegt; ein Teil des Ankerstromes wird also zur Erregung der Dynamo benutzt. Die Spannung der Nebenschlussmaschinen ist von der von ihnen gelieferten Stromstärke nahezu unabhängig. Diese Maschinen werden daher dort angewendet, wo, z. B. in Lichtanlagen, konstante Spannung bei variabler Stromstärke verlangt wird. Die Regulierung der Nebenschlussmaschinen wird dadurch möglich gemacht, dass in den Stromkreis der Magnetwickelung ein veränderlicher Widerstand, der sog. Regulierwiderstand oder Magnetregulator, geschaltet wird, wodurch man in der Lage ist, den Magnetisierungsstrom und damit die Spannung der Maschine zu verändern.

Abb. 362.



Bei den Hauptstrommaschinen II wird der gesamte Ankerstrom um die Magnete geführt; die Spannung der Maschine sinkt und steigt also mit der Belastung. Hauptstrommaschinen werden als Dynamos heute nur ziemlich selten[7]) angewendet.

Die Compoundmaschinen III sind aus einer Verbindung der Nebenschluss- mit der Hauptstromdynamo hervorgegangen und haben zwei getrennte Erregerwickelungen, eine Hauptstrom- und eine Nebenschlusswickelung. Während eine gewöhnliche Nebenschlussdynamo infolge der Ankerreaktion bei zunehmendem Strom die Neigung hat, ihre Klemmenspannung zu verringern, kann man eine Compoundmaschine so konstruieren, dass ihre Spannung bei allen Belastungen konstant ist, ja man kann sogar die Maschine übercompoundieren d. h. so bauen, dass bei steigender Last ihre Klemmenspannung zunimmt.

Das automatische Konstanthalten der Klemmenspannung ist besonders in solchen Betrieben (z. B. Bahnanlagen) wertvoll, in denen die Belastung in hohem Grade und sehr schnell schwankt, sodass man nicht mehr in der Lage ist, die Spannung von Hand nachzuregulieren.

---

[7]) Hauptstrommaschinen sind z. B. die Dynamos der Anlage St. Maurice Lausanne (S. 458 und S. 1064).

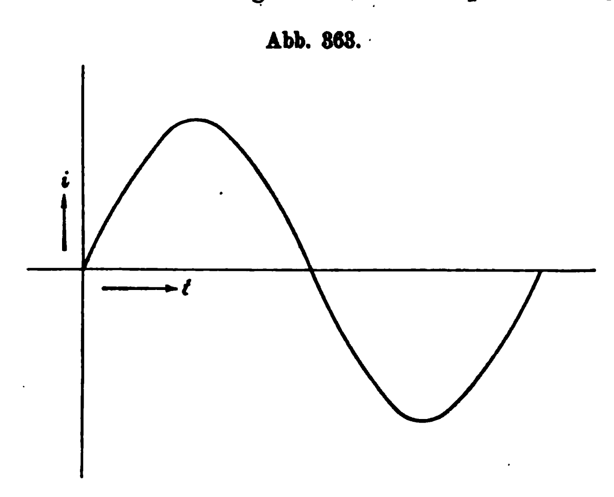
b) Bei den Wechselstrommaschinen hat man ein- und mehrphasige zu unterscheiden. Um diesen Unterschied deutlich zu machen, muss auf die Theorie des Wechselstromes wenigstens oberflächlich eingegangen werden [8]).

Unter einem Wechselstrom versteht man einen solchen, welcher periodisch seine Richtung wechselt. In Abb. 363 ist der Verlauf eines Wechselstromes graphisch dargestellt, wobei die Zeiten t als Abszissen, die Momentanwerte des Stromes i als Ordinaten aufgetragen sind. Die in Abb. 363 dargestellte Wechselstromwelle ist „sinusförmig", d. h. sie verläuft in Form einer Sinuskurve, es gilt also für sie die Gleichung

$$i = J \sin 2 \pi n t.$$

In dieser Gleichung stellt i den Momentanwert des Stromes dar, J seinen Maximalwert, n die Periodenzahl oder Frequenz d. h. die Anzahl der in der Sekunde vollführten vollen Wechsel. Die Zeit, welche der Wechselstrom braucht, um die in Fig. 363 gezeichnete Wechselstromwelle zu durchlaufen, nennt man eine Periode. Die in der deutschen Praxis fast ausschliesslich gebräuchliche Frequenz beträgt 50 Perioden pro Sekunde. Die Anzahl der in der Sekunde vollführten Stromrichtungswechsel nennt man Polwechselzahl, weil jedesmal dann eine Richtungsänderung der im Ankerdraht induzierten E.M.K. eintritt, wenn der Draht den neutralen Punkt passiert d. h. aus dem Wirkungsbereich eines Poles in den des entgegengesetzten kommt. Die Polwechselzahl einer Maschine ist deshalb gleich der doppelten Periodenzahl. Bei gegebener Umdrehungszahl und Frequenz einer Dynamo ist demnach ihre Polzahl eindeutig bestimmt und zwar ist $\frac{\text{Polzahl} \times \text{Umdrehungszahl p. M.}}{60 . 2}$ = Periodenzahl pro Sek.; es ist also, da die Polzahl stets eine gerade Zahl sein muss, nicht angängig, die Dynamos für eine beliebige Tourenzahl zu bauen, sondern man ist an ganz bestimmte Werte gebunden. Die in der Praxis für 50periodige Maschinen üblichen Tourenzahlen sind folgende: 3000, 1500, 1000, 750, 600, 500, 375, 300, 250, 215, 187, 150, 125, 107 usw.

Abb. 363.



Bei den folgenden Betrachtungen soll, wie in der Praxis allgemein üblich, stets vorausgesetzt werden, dass wir es mit sinusförmigen Wechselströmen zu tun haben und es sei hier gleich bemerkt, dass man dies, ohne einen grossen Fehler zu begehen, tun kann, weil die modernen Wechselstrommaschinen einen fast genau sinusförmigen Wechselstrom erzeugen.

In der Praxis ist es üblich geworden, die Erscheinungen aus dem Wechselstromgebiet an Hand des sog. Vektordiagrammes zu betrachten:

Wir wollen annehmen, es stelle der Radius OE des Kreises in Abb. 364 den in einem beliebigen Masstab gezeichneten Maximalwert oder die Amplitude eines Wechselstromes (vergl. Abb. 363) dar und der Radiusvektor OX rotiere mit konstanter Geschwindigkeit um den Mittelpunkt O und zwar derart, dass er eine volle Umdrehung zurücklegt, während der in Abb. 363 dargestellte Wechselstrom eine volle

[8]) Näheres s. Kapp, Wechselströme. 3. Aufl. Kap. I u. II.

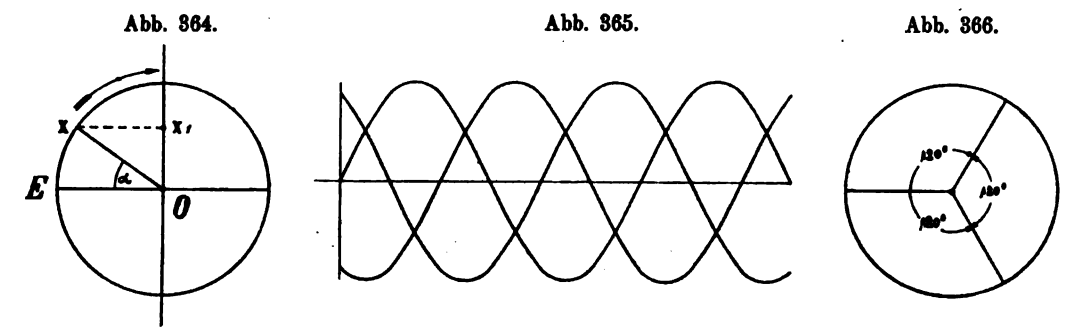
Periode vollendet. Der Winkel α stellt ein Mass für die Zeit dar, die der Radius braucht, um von der Anfangsstellung in die gezeichnete Stellung zu gelangen. Bei einer Umdrehung legt der Radiusvektor den Winkel 2π zurück, in der Zeiteinheit also den Winkel $2\pi n$, wobei n die Umdrehungszahl bedeutet. Der Winkel α ist demnach

$$\alpha = 2\pi n t$$

und die Vertikalprojektion X_1O des Radiusvektor hat die Grösse OX $\sin\alpha = OX \sin 2\pi n t$, stellt also, da der Wechselstrom eine Sinusfunktion der Zeit ist, in jeder Vektorstellung den Momentanwert des Wechselstromes dar.

Die Vektormethode liefert ein bequemes Mittel, Wechselströme von gleicher Periodenzahl darzustellen, welche zeitlich gegeneinander verschoben sind, d. h. nicht gleichzeitig ihren Maximalwert erreichen. In Abb. 365 sind drei Wechselströme in rechtwinkeligen Koordinaten dargestellt, deren Maxima um $^1/_3$ Periode d. h. so gegeneinander verschoben sind, dass die jeweilige Summe der drei Ströme gleich Null ist. Stellt man den gleichen

Abb. 364. Abb. 365. Abb. 366.



Zusammenhang mit Hilfe des Vektordiagramms dar (s. Abb. 366), so ergibt sich ein erheblich übersichtlicheres Bild und man kann die Vorzüge des Vektordiagramms klar erkennen. Die Momentanwerte der drei Wechselströme würden sich auch hier durch Messung der Vertikalprojektionen der Vektorradien ergeben und ihre algebraische Addition ergibt stets O. Eine solche zeitliche Verschiebung zwischen Wechselströmen nennt man Phasenverschiebung, deren Grösse durch den Winkel φ ausgedrückt wird, den die Vektorradien im Diagramm miteinander bilden. So haben z. B. die in Abb. 366 dargestellten Ströme gegeneinander eine konstante Phasenverschiebung von 120°.

Der in Abb. 365 und 366 dargestellte dreiphasige Wechselstrom, sog. Drehstrom, ist, wie aus den in Kap. II beschriebenen Anlagen schon ersehen wurde, die für Kraftübertragungen hauptsächlich verwendete Stromart.

Bisher haben wir bei unseren Ausführungen stets von den Maximal- und Momentanwerten des Wechselstromes bezw. der Wechselspannung gesprochen. Diese Werte interessieren jedoch den Praktiker erst in zweiter Linie, ihm kommt es vielmehr darauf an, zu wissen[9]), welche Wirkungen äussert ein Wechselstrom, dessen Amplitude die Grösse J_{max} haben möge. Man kann nachweisen, dass diese Wirkung einem Werte i_f entspricht, der bei sinusförmigem Verlauf die Grösse hat:

$$i_f = \frac{J_{max}}{\sqrt{2}}.\text{[10])}$$

Man nennt i_f den effektiven Wert des Wechselstroms.

---

[9]) Vergl. Holmboe, Berechnung und Ausführung der Hochspannungs-Fernleitungen. 1. Aufl. S. 3 und 4.

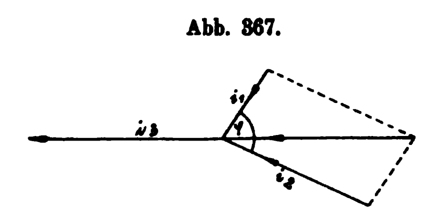
[10]) Vergl. Kapp, Elektr. Wechselströme. 3. Aufl. Kap. II.

Ebenso ergibt sich für die effektive Wechselstromspannung e_f der Wert

$$e_f = \frac{E_{max}}{\sqrt{2}}.$$

Mit Hilfe des Vektordiagrammes kann man aber nicht nur den Zusammenhang gleichartiger Grössen zeigen, sondern man kann ein einziges Diagramm benutzen, um das Verhältnis zwischen beliebigen Grössen darzustellen, sofern sie nur sinusförmig verlaufen und gleiche Periodenzahl besitzen. So ist das Vektordiagramm namentlich sehr nützlich für die Zusammensetzung verschiedener Ströme oder Spannungen gleicher Periodenzahl. In diesen Diagrammen pflegt man mit den Effektivwerten von Strom und Spannung zu arbeiten. Diese Änderung gegenüber unserer bisherigen Methode, dem Radiusvektor die Länge J_{max} bezw. E_{max} zu geben, äussert sich im Diagramm nur durch eine Vergrösserung des Massstabes, ist aber für das Resultat, das dann ebenfalls als Effektivwert erscheint, belanglos.

Abb. 367.



Die graphische Zusammensetzung verschiedener, gegeneinander verschobener Ströme und Spannungen erfolgt wie die Zusammensetzung von Kräften in der bekannten Weise im Parallelogramm der Kräfte.

Abb. 368.

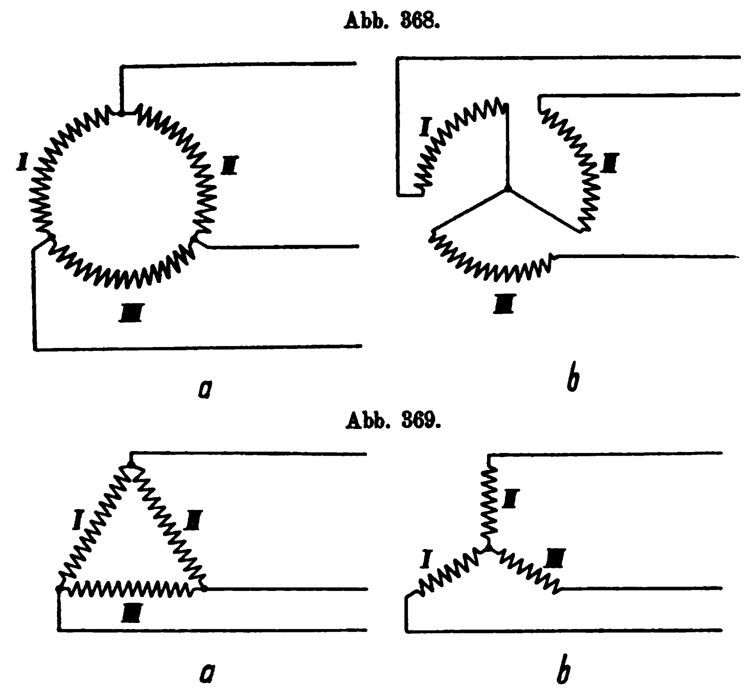


Abb. 369.

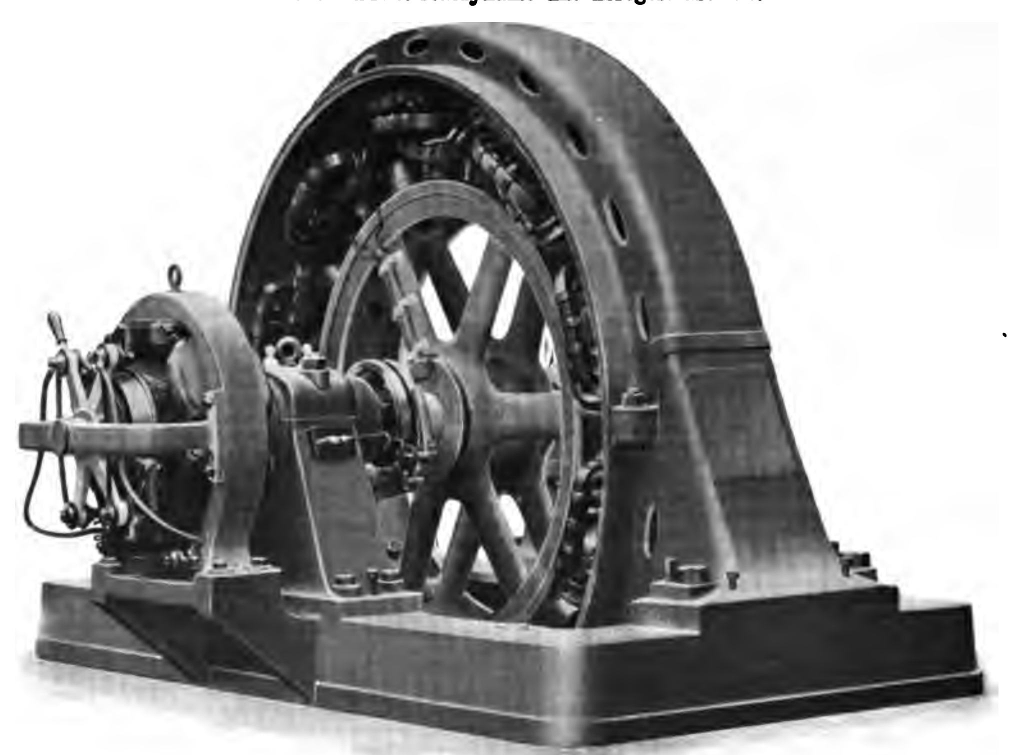
Es seien i_1 und i_2 in Abb. 367 zwei in einem Punkt zusammenfliessende Wechselströme, um den Winkel φ gegeneinander verschoben; man zeichnet das bekannte Kräfteparallelogramm und es ergibt sich i_3 als resultierender Strom. Man beachte also, dass man phasenverschobene Wechselströme nicht algebraisch addieren kann, sondern die Addition stets geometrisch vorzunehmen hat.

Die ausgedehnteste Verwendung in der Praxis hat für Kraftübertragungen, wie bereits erwähnt, der dreiphasige Wechselstrom, der sog. Drehstrom gefunden. Da nach Abb. 366 die Summe der drei Ströme in jedem Augenblick gleich Null ist, so kann man jede Leitung als Rückleitung für die in jedem Moment in den beiden anderen Leitungen fliessenden Ströme benutzen, sodass man beim Dreiphasensystem mit drei Leitungen auskommt an Stelle von sechs Leitungen, welche erforderlich wären, wenn jede Hinleitung ihre eigene Rückleitung erhalten müsste.

Dies Zusammenlegen der sechs Leitungen in drei, das „Verketten", wird am besten gleich in der Dynamo bewirkt und kann in zweierlei Weise geschehen. Entweder man verbindet wie Abb. 368a zeigt, das Wickelungsende der Phase I mit dem Anfang

der Phase II usf. bis man wieder bei Phase I ankommt und schliesst die Leitungen an den Verbindungsstellen an, oder man vereinigt, wie Abb. 368b schematisch andeutet, die Anfänge der drei Wickelungen und erhält drei freie Enden, von welchen der in der Maschine erzeugte Strom abgenommen werden kann. Es ist in der Praxis Brauch geworden, die in Abb. 368a gegebene Schaltung schematisch so darzustellen wie Abb. 369a und die Schaltung nach 368b derart wie Abb. 369b zeigt. Nach der Form dieser schematischen Darstellung bezeichnet man die erstere als Dreieck-, die zweite als Sternschaltung.


Abb. 370. Drehstromdynamo mit Erregermaschine.



In Abb. 370 ist eine Drehstromdynamo dargestellt, welche im Äusseren einem Einphasen- oder Zweiphasengenerator fast völlig gleicht. Die ein- und mehrphasigen Wechselstrommaschinen werden fast allgemein mit feststehendem Anker und rotierendem Magnetsystem ausgeführt, weil es bequemer ist, die in der Wickelung erzeugten, meist hochgespannten Ströme von festen Klemmen als mittelst Bürsten abzunehmen und sich ausserdem die feststehende Ankerwickelung leichter isolieren lässt als ein bewegter Anker. Der aktive Eisenkörper des Ankers wird aus einzelnen kreissegmentförmigen Blechpaketen gebildet, welche nach Art einer Galleschen Kette miteinander zu einem Blechring vereinigt werden. Dieser Blechring wird von dem gusseisernen Statorgehäuse umschlossen, welches ihm die nötige Stabilität verleiht. Zur Erregung des Generators ist natürlich Gleichstrom erforderlich, den man bei Maschinen mit festen Magneten und rotierendem Anker erzeugen könnte, wenn man der Maschine einen Kommutator gäbe und einen Teil der erzeugten Energie in Form von Gleichstrom entnähme. Dies Verfahren ist jedoch wenig gebräuchlich, sondern man erzeugt den für die Erregung erforderlichen Gleichstrom gewöhnlich durch besondere Erregermaschinen. Hierauf wird

weiter unten noch näher eingegangen werden. Die Abb. 370 zeigt eine sogen. angebaute Erregermaschine d. h. eine Gleichstromdynamo, deren Anker auf der verlängerten Welle des Drehstromgenerators sitzt, für welchen sie den Erregerstrom liefern soll.

Das Magnetsystem, welches innerhalb des Ankers rotiert, wird durch das aus Gusseisen — manchmal auch aus Stahlguss — hergestellte Polrad gebildet, auf welches die die Magnetwickelung tragenden Pole aufgeschraubt sind. Die Zuführung des Erregerstromes zur Magnetwickelung erfolgt durch zwei auf der Dynamowelle sitzende Schleifringe, auf denen Bürsten schleifen.

Es bliebe nun noch übrig, die verschiedenen Antriebsarten der Dynamos zu besprechen.

Die für Turbinenanlagen mit nicht zu geringem Gefälle gebräuchlichste Art des Antriebes ist die der direkten Kuppelung. Diese Art des Antriebes ist die weitaus zuverlässigste, weil hier jedes Zwischenglied zwischen Turbine und Dynamo fortfällt. Die diesem Bande beigegebenen Tafeln zeigen eine ganze Reihe von Konstruktionen, nach denen die Verbindung zwischen Turbine und Dynamo bewirkt werden kann. Welche Art die zweckmässigste ist, hängt von den gegebenen Verhältnissen ab. Der direkte Riementrieb, bei welchem die Dynamo von einer auf der Turbinenwelle sitzenden Riemenscheibe aus angetrieben wird, ist verhältnismässig selten; seiner Anwendung steht aber, wo sie zweckmässig erscheint, natürlich nichts im Wege.

Wir wollen an dieser Stelle noch erwähnen, dass es aus später zu erörternden Gründen unzulässig ist, ein- oder mehrphasige Wechselstrommaschinen, welche parallel arbeiten sollen, voneinander mechanisch abhängig zu machen.

Nachstehende Tabellen geben Auskunft über den Wirkungsgrad verschiedener Drehstrom- und Gleichstromgeneratoren:

Tabelle I.

Wirkungsgrade von Drehstromgeneratoren bei voller Last und $\cos\varphi = 0{,}8$ einschliesslich aller mechanischen Verluste.

Tourenzahl p. M.	Leistung in KW bei $\cos\varphi = 0{,}8$						
	25	50	100	200	500	1000	2000
	%	%	%	%	%	%	%
1000	87,3	89,2	90,4	—	—	—	—
750	87,5	88,7	90,2	91,5	—	—	—
500	—	89,0	90,3	91,2	92,2	93,2	93,5
300	—	88,5	89,5	90,6	91,9	92,4	93,2
215	—	—	89,0	91,0	92,0	93,0	93,7
150	—	—	—	88,6	91,1	92,3	92,5
107	—	—	—	88,8	90,5	91,5	93,0

Tabelle II.

Wirkungsgrade von Gleichstromdynamos bei voller Last einschliesslich aller mechanischen Verluste.

Leistung in KW . .	25	50	100	150	200	300
Tourenzahl p. M. .	1200	900	800	700	550	400
Wirkungsgrad in %	88	90,5	91	91,5	92	92,2

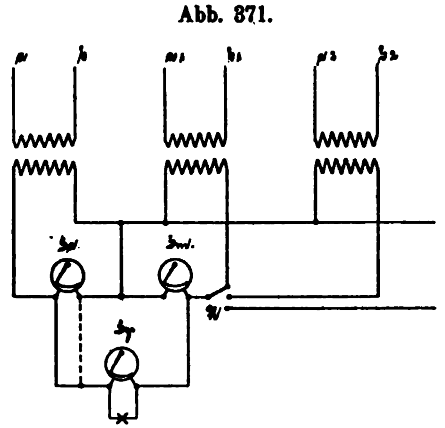
c) **Regulierung und Parallelschaltung.** Da, wie wir später erst sehen werden, ein Spannungsverlust in den Leitungen zwischen dem Kraftwerk und den Sekundär-Transformatoren auftritt, welcher von der Belastung der letzteren abhängt und mit dieser steigt bezw. sinkt, während die auf der Sekundärseite der Transformatoren angeschlossenen Verbrauchskörper (Lampen, Motoren etc.) eine möglichst konstante Spannung verlangen, ist eine Regulierung der Dynamospannung in gewissen Grenzen notwendig.

Bei Gleichstromdynamos kann man die Spannung einmal durch Veränderung der Tourenzahl und zweitens durch Verstärken oder Abschwächen des Erregerstromes regulieren. Die letztere Methode ist die üblichere, doch wird, besonders bei sehr grossen Spannungsvariationen (vergl. das im Abschnitt 9 über die Kraftübertragung St. Maurice-Lausanne Gesagte) auch häufig die Spannung durch Tourenveränderung variiert.

Die Spannung der Wechsel- und Drehstrommaschinen wird ausschliesslich durch Verstärken oder Abschwächen des Erregerstromes reguliert; eine Spannungsänderung durch Tourenregulierung ist hier nicht zulässig, da sich dann die Periodenzahl ändern würde und dies ist mit Rücksicht auf die angeschlossenen Motoren, deren Tourenzahl hierdurch beeinflusst würde, unzulässig.

Das Parallelschalten von Gleichstrom-Nebenschlussdynamos wird in einfachster Weise dadurch bewirkt, dass die mit anderen parallel zu schaltende Dynamo zunächst auf dieselbe Spannung gebracht wird, welche die anderen Maschinen haben und dann der Schalter eingelegt wird, worauf die Dynamo durch Verstärken der Erregung je nach Wunsch belastet werden kann.

Abb. 371.



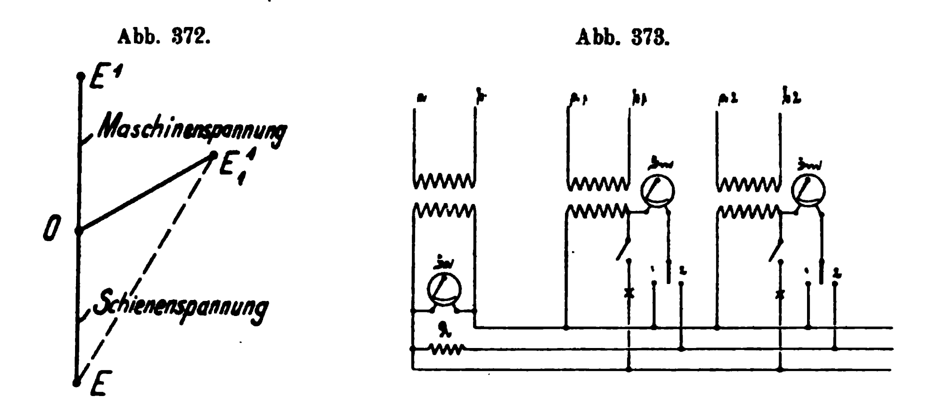
Das Parallelschalten der ein- und mehrphasigen Wechselstrommaschinen ist etwas komplizierter, da die parallel zu schaltenden Maschinen nicht nur gleiche Spannung, sondern auch gleiche Frequenz und gleiche Phase haben müssen. Beim Parallelschalten zweier Drehstrommaschinen verändert man die Tourenzahl der zuzuschaltenden Dynamo solange, bis ihre Frequenz mit der des bereits auf das Netz arbeitenden Generators übereinstimmt. Dann reguliert man die Spannung ein und legt den Maschinenschalter ein, sobald man an den Instrumenten sieht, dass Phasengleichheit vorhanden ist.

Die Einrichtungen, welche man getroffen hat, um das Parallelschalten der Wechselstrom- und Drehstrommaschinen zu erleichtern, sind mannigfach. Im Nachstehenden sollen zwei dieser Vorrichtungen beschrieben werden.

In Abb. 371 sind die Leitungen a und b mit den Sammelschienen verbunden, a_1 b_1 und a_2 b_2 mit den gleichpoligen Leitungen der Generatoren, von denen angenommen werden soll, dass sie eine hohe Spannung erzeugen, welche man für Messzwecke herabtransformieren muss, damit man nicht gezwungen ist, die Messinstrumente für die hohe Generatorenspannung zu isolieren. Zur Herabtransformierung dienen die in Abb. 371 angedeuteten sog. Messtransformatoren. Handelt es sich um niedrige Spannungen (bis etwa 500 Volt), so werden im allgemeinen keine Messtransformatoren benutzt und die von den Messinstrumenten kommenden Leitungen werden direkt an die Sammelschienen bezw. Dynamos angeschlossen. Der Spannungszeiger S_a gibt die Sammelschienenspannung

an, S_m wird mittelst des Umschalters U mit der zuzuschaltenden Maschine verbunden und zeigt deren Spannung. Das Instrument S_y, der sog. Synchronismus-Spannungszeiger, zeigt die Summe der Sammelschienen- und Maschinenspannung an, welche im Moment der Phasengleichheit ein Maximum ist, da sich die Vektorradien dann direkt addieren. Die parallel zum Synchronismusvoltmeter geschaltete Glühlampe *, die „Phasenlampe" leuchtet im Moment der Phasengleichheit hell auf und bleibt hell, so lange Phasengleichheit besteht. Dreht sich aber die zuzuschaltende Maschine noch nicht mit der richtigen Tourenzahl, so dass die Frequenz von der der bereits auf die Sammelschienen arbeitenden Generatoren abweicht, so wird im Vektordiagramm der Radiusvektor der einen Spannung schneller rotieren als der andere, es wird sich also die relative Lage der Vektorradien langsam ändern. Während im Moment der Phasengleichheit (s. Abb. 372) die beiden Radien in eine Gerade fallen, OE und OE^1, werden sie nach einiger Zeit die Lagen OE und OE'_1 haben. Die Spannung, welche die

Abb. 372. Abb. 373.



Phasenlampe und das Phasenvoltmeter erhalten, hat sich in dieser Zeit von EE^1 auf EE'_1 verringert und wird, je weiter die gegenseitige Verschiebung der Spannungen fortschreitet, geringer werden, bis sie beim Zusammenfallen von OE und $OE^1 = 0$ wird, um von da an wieder zu wachsen. Die Phasenlampe wird also abwechselnd aufleuchten und erlöschen und dadurch anzeigen, dass der Synchronismus noch nicht erreicht ist.

Vielfach wird auch die Schaltung so ausgeführt, wie die gestrichelte Linie, Abb. 371, andeutet; in diesem Falle misst das Synchronismusvoltmeter nicht die Summe, sondern die Differenz zwischen Maschinen- und Sammelschienenspannung. Es wird also im Moment der Phasengleichheit auf Null stehen, während gleichzeitig die Phasenlampe erlischt.

Die in Abb. 371 dargestellte Parallelschaltvorrichtung ist ausserordentlich einfach, hat jedoch den Nachteil, dass das Beobachten der drei Voltmeter bei einer grösseren Anzahl von Generatoren schwierig werden kann. Für diese Fälle eignet sich die in Abb. 373 dargestellte Schaltung. Hier besitzt jeder Generator sein eigenes Voltmeter und seine Phasenlampe, welche folgendermassen geschaltet sind: Der mit dem Voltmeter S_m verbundene Umschalter legt das Voltmeter in der Stellung 1 an den Transformator der zugehörigen Maschine und gibt deren Spannung an. Gleichzeitig brennt eine Glühlampe, sobald der zugehörige Schalter geschlossen ist, mit der Summe der Maschinen- und Sammelschienenspannung, welche für den Moment der Phasengleichheit ein Maximum ist. Sobald die Phasenlampe nur noch sehr langsam ihre Lichtstärke variiert, wird der Voltmeterumschalter auf Kontakt 2 gestellt. Hierdurch wird das Voltmeter S_m in

Hintereinanderschaltung mit einem Widerstand R parallel zur Phasenlampe gelegt und man legt den Schalter in dem Moment ein, in welchem das Synchronismusvoltmeter die volle Spannung anzeigt.

Neuerdings hat man auch Schalter konstruiert, welche das Parallelschalten selbsttätig besorgen. Hierbei werden die beim Parallelschalten auftretenden, in unseren Beispielen zum Aufleuchtenlassen der Phasenlampe benutzten Spannungsdifferenzen zur Betätigung eines Elektromagneten benutzt. Letzterer wirkt auf die Auslösevorrichtung des Generatorschalters, die im Moment des Synchronismus freigegeben wird, wodurch der Schalter selbsttätig einschaltet.

Die Verteilung der Gesamtbelastung eines Kraftwerkes auf die einzelnen Maschinensätze kann bei Wechselstrom- und Drehstromanlagen nicht durch Veränderung der Erregung bewirkt werden. Hierdurch würde man nur Ausgleichsströme zwischen den parallel arbeitenden Maschinen hervorrufen. Man muss vielmehr, um die Belastung zu verteilen, die Kraftzufuhr zu den einzelnen Generatoren ändern können und dies geschieht durch Verstellen des Regulators der Antriebmaschine während des Betriebes. Hierzu bedient man sich zweckmässig der Anordnung nach dem jetzt erloschenen DRP. 72282, bei welcher der Turbinenregulator durch einen kleinen, von der Schalttafel aus gesteuerten Elektromotor beeinflusst und hierdurch die Leistung bezw. die Umdrehungszahl der Antriebsmaschine verändert werden kann.

Die Vorrichtung zur Fernbeeinflussung des Regulators durch einen Elektromotor gibt gleichzeitig ein bequemes Mittel in die Hand, um die beim Parallelschalten notwendige Veränderung der Tourenzahl von der Stelle aus zu bewirken, an welcher die Messinstrumente beobachtet werden. Hierdurch wird die sonst erforderliche Verständigung zwischen Schalttafelwärter und Maschinisten — etwa durch Signale — während des Parallelschaltens überflüssig.

2. Erregeranlagen. Am einfachsten erfolgt die Erzeugung des zur Erregung einer Wechselstrom- oder Drehstrommaschine erforderlichen Gleichstromes, indem man an die Hauptmaschine eine Gleichstromdynamo anbaut (vergl. Abb. 370), welche den Erregerstrom für die mit ihr verbundene Hauptdynamo liefert. Diese Anordnung wird sehr häufig angewandt, hat jedoch den Nachteil, dass die Spannung der Hauptmaschine bei Tourenschwankungen der Antriebsmaschine verhältnismässig grosse Änderungen aufweist, indem nicht nur die Spannung der Hauptmaschine infolge verminderter Tourenzahl geringer wird, sondern auch gleichzeitig die Spannung der Erregermaschine und damit der Erregerstrom.

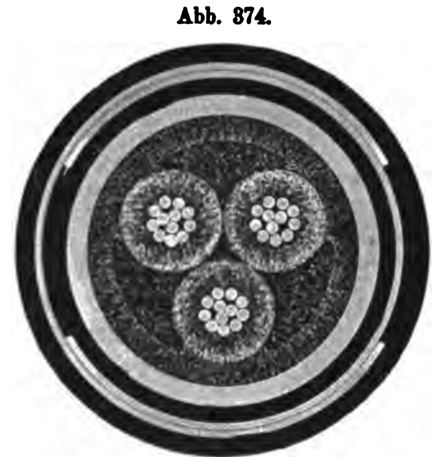
Man wendet daher in grösseren Kraftwerken häufig die sog. Zentralerregung an, bei welcher die Erregerdynamo unabhängig von den Hauptgeneratoren angetrieben werden.

Bisweilen werden zum Antrieb der Erregerdynamos Drehstrommotoren benutzt, welche von den Sammelschienen des Kraftwerks mit oder ohne Zwischenschaltung von Transformatoren gespeist werden. Eine solche Anordnung ist in dem Schaltungsschema Abb. 389 dargestellt. Nachteile dieser Anordnung sind die Übertragung von Störungen im Drehstromteil auf die Erregeranlage und ferner der Umstand, dass die erste Inbetriebsetzung Schwierigkeiten macht, da man Drehstrom zum Betriebe der Motoren erst zur Verfügung hat, wenn die Hauptmaschinen erregt sind. Man muss daher in solchen Fällen entweder noch eine besondere von einer unabhängigen Turbine angetriebene Erregerdynamo vorsehen, mit der dann die Ersterregung eines der Hauptgeneratoren erfolgt oder eine der Hauptdynamos mit einer Erregerdynamo kuppeln und so für die erste Inbetriebsetzung sorgen.

Als sehr zweckmässig hat es sich ferner erwiesen, eine kleine Akkumulatorenbatterie aufzustellen, welche mit den Erregerdynamos parallel auf die Erregersammelschienen arbeitet (vergl. Schema Abb. 389 und 390), von denen meist auch die Beleuchtung des Kraftwerkes abgezweigt ist. Durch die Anwendung der Batterie erhält man eine sehr konstante Erregerspannung und gewinnt ausserdem den Vorteil, dass die Beleuchtung des Kraftwerks auch dann intakt bleibt, wenn man gezwungen ist, das ganze Werk still zu setzen.

3. Verbindungsleitungen. Als Verbindungsleitungen zwischen den Dynamomaschinen und der Schaltanlage benutzt man fast allgemein eisenbandarmierte Bleikabel. In Abb. 374 ist der Querschnitt eines dreifach verseilten Kabels dargestellt, wie es zur Fortleitung von Drehströmen benutzt wird.

Abb. 374.



Die Kabel bestehen aus dem oder den Kupferleitern, der Isolationsschicht, einem Bleimantel und einer äusseren Schutzhülle.

Die Kupferleiter sind bei kleineren Querschnitten massive Drähte, bei grösseren Querschnitten wird der Leiter aus mehreren miteinander verseilten Drähten hergestellt.

Jeder Leiter ist von einer Isolationsschicht umgeben, deren Stärke sich nach der Betriebsspannung des Kabels richtet. Bei dem in Abb. 374 dargestellten Drehstromkabel werden die drei Leiter verseilt und die entstehenden Zwischenräume durch sog. Einlauffäden ausgefüllt.

Zum Schutz gegen das Eindringen von Feuchtigkeit erhält das Kabel einen Bleimantel und zum Schutz gegen mechanische Beschädigungen eine Armatur aus Bandeisen. Die beiden in Abb. 374 im Schnitt zu sehenden Eisenbänder legen sich in offenen Spiralen um das Kabel, so dass die obere Bandeisenlage die von der unteren gelassenen Zwischenräume deckt. Die Biegsamkeit des Kabels wird durch die Armierung nur in geringem Masse beeinträchtigt.

Über die Verlegung der Verbindungskabel vergl. S. 1019.

4. Transformatoren. Nicht immer wird es möglich sein, die Spannung, welche angewendet werden muss, um eine bestimmte Energiemenge auf eine gewisse Entfernung ökonomisch zu übertragen, in den Generatoren direkt hervorzubringen. Man erzeugt selbst bei grossen Maschineneinheiten Spannungen von etwa 12000 Volt ab nicht mehr gern direkt in den Maschinen, da es Schwierigkeiten macht, die Wicklung für derartig hohe Spannungen betriebssicher zu isolieren[11]). Bei kleinen Maschinen liegt diese Grenze noch erheblich tiefer. Braucht man also Spannungen über 12000 Volt für die Übertragung, so wird man diese meistens mit Hilfe von Transformatoren zu erzeugen haben, welche man heute bis etwa 80000 Volt betriebssicher herstellen kann.

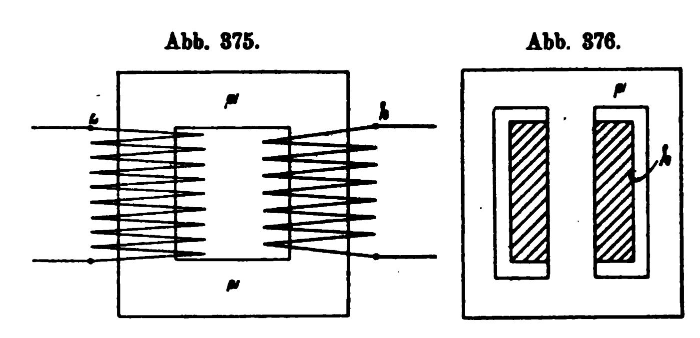
In Abb. 375 ist ein Transformator schematisch dargestellt. Er besteht aus einem Eisenkörper a, der zur Vermeidung von Wirbelströmen aus einzelnen Blechen zusammengesetzt ist und zwei auf dem Eisenkörper sitzenden Spulen b und c. Die Spule b hat

11) Allerdings hat man auch schon mit gutem Erfolge Maschinen für höhere Spannungen gebaut. So arbeitet z. B. die Morbegno-Anlage mit 20000 Volt Maschinenspannung, jedoch ist hier die Periodenzahl nur 15, wodurch sich die Isolationsverhältnisse günstiger gestalten.

eine geringe Anzahl Windungen dicken Drahtes, während die Spule c aus vielen Windungen dünnen Drahtes besteht. Verbindet man die Enden der sog. Primärspule b mit den Klemmen eines Wechselstromgenerators, so wird der Eisenkörper magnetisiert werden und der Magnetismus wird, da der magnetisierende Strom ein Wechselstrom ist, beständig seine Stärke und Richtung wechseln. Nach dem im Abschnitt 1 Gesagten wird in einem Leiter eine E.M.K. induziert, wenn er in einem magnetischen Felde so bewegt wird, dass er Kraftlinien schneidet. In allgemeinerer Fassung lautet das Induktionsgesetz: In einem Leiter, welcher sich in einem ringförmigen, magnetischen Felde befindet, wird eine E.M.K. induziert, wenn die Anzahl der von dem Ringe umschlossenen Kraftlinien sich ändert. Hiernach ist ohne weiteres klar, dass beim Transformator in der Sekundärspule c eine ebenfalls wechselnde E.M.K. hervorgerufen wird. Die Grösse dieser E.M.K. ist bei gegebener Primärspannung von dem Verhältnis der Primärwindungszahl zur Sekundärwindungszahl abhängig und diesem Verhältnis annähernd umgekehrt proportional.

Der Art der Ausführung nach unterscheidet man Kern- und Manteltransformatoren. Die in Abb. 375 dargestellte Type ist ein Kerntransformator, während in Abb. 376 eine Manteltype schematisch gezeichnet ist. Der Eisenkörper a greift hier gewissermassen wie ein Mantel um die Wickelungen b. In der Praxis werden sowohl Kern- als auch Manteltransformatoren gebaut. Bei beiden Typen werden die Kraftlinien auf ihrem ganzen Wege durch Eisen geführt, sodass der Energieaufwand zur Erzeugung des magnetischen Feldes ein Minimum wird.

Abb. 375. Abb. 376.



Auf Taf. LXXIX, Fig. 2 ist ein Drehstrom-Kerntransformator abgebildet. Aus Gründen der bequemeren Ausführung und auch aus anderen Rücksichten wird die Wicklung in einzelne Spulen zerlegt, welche auf die Eisenkerne geschoben werden. Die in der Abbildung sichtbaren Spulen sind die Hochspannungsspulen; die Niederspannungsspulen liegen innerhalb der Hochspannungsspulen.

Als Isolation der Hoch- und Niederspannungswicklung gegeneinander, sowie gegen das Eisengestell dient bei dem auf. Taf. LXXIX dargestellten Apparat in der Hauptsache die Luft. Bei Spannungen über 10000 Volt lässt sich jedoch eine sichere Isolierung durch Luft nicht mehr erzielen. Man setzt daher den Eisenkörper mit Wicklung in einem mit Öl gefüllten Blechkasten, sodass statt der Luft das Öl als Dielektrikum benutzt wird. Das Ölgefäss wird meistens mit Rippen versehen, welche wie die Rippen an Heizkörpern wirken und die Abführung der in dem Transformator entwickelten Wärme erleichtern. (Taf. LXXIX, Fig. 2, 4 und 7)[12]).

Bei sehr grossen Leistungen (von ca. 1000 KW ab) reichen aber die Kühlrippen

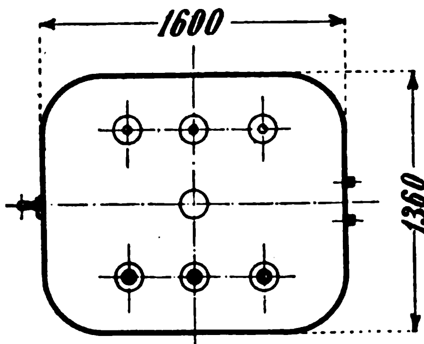
---

[12]) Von den Figuren auf Taf. LXXIX sind Nr. 1, 2 und 7 der Broschüre von Ch. Lépine: Les Installations Hydro-Electriques de la Société de Fure et Morge. 1903. S. 78 und 99, Fig. 3 und 4 einer Broschüre: „Impianto Idroelettrica di Pont Saint Martin der Società Industriale Elettrochimica di Pont Saint Martin, Fig. 5 und 6 einer Broschüre von Theodor Koehn: „Der elektrische Betrieb mittelst Dreiphasen-Drehstrom auf den italienischen Vollbahnlinien in der Valtellina“, Juli 1903 entnommen.

zur Abführung der Wärme nicht mehr aus und man muss daher die Transformatoren künstlich kühlen. Dies kann sowohl durch Wasser als auch durch bewegte Luft geschehen.

Bei den wassergekühlten Transformatoren wird entweder direkte Berieselung des Ölgefässes angewendet, indem man ein mit vielen kleinen Löchern versehenes Rohr um den oberen Teil des Transformators legt und das aus den Löchern austretende Kühlwasser an den Wänden des Ölgefässes herabrieseln lässt, oder die Kühlung wird, wie Abb. 377 zeigt, durch eine von Wasser durchflossene Kühlschlange, die in den Ölkessel gelegt wird, bewirkt.

Abb. 377.
Öltransformator mit Wasserkühlung.



Bei Anlagen, in denen Druckwasser zur Verfügung steht, kann dieses ohne weiteres als Kühlwasser für die Transformatoren benutzt werden, anderenfalls muss das Druckwasser durch eine kleine, meist von einem Elektromotor angetriebene Pumpe geliefert werden. Eine dritte Art der Kühlung besteht darin, dass man das Transformatoröl durch eine ausserhalb des Ölkessels in fliessendem Wasser liegende Kühlschlange zirkulieren lässt.

Bei luftgekühlten Transformatoren (Taf. LXXIX, Fig. 6) wird die Pressluft durch einen elektrisch betriebenen Ventilator erzeugt. Vielfach findet man hier die Anordnung, dass sämtliche zu kühlenden Transformatoren über einem gemauerten Kanal aufgestellt werden, in welchen der Ventilator die Luft drückt und aus welchem sie den Transformatoren durch entsprechende Öffnungen zugeführt wird (vergl. S. 491, Anlage Kykkelsrud, Taf. XXXIV, Fig. 8).

Der wesentlichste Vorteil der Transformatoren ist der, dass sie, wie schon oben angedeutet, erlauben, fast unbegrenzt hohe Spannungen zu erzeugen, ohne dass die Sicherheit des Betriebes hierbei in irgendwie beträchtlicher Weise litte. Die Transformatoren sind ferner für die viel empfindlicheren Generatoren ein vorzüglicher Schutz gegen Überspannungen, welche in jeder Hochspannungsanlage auftreten. Schliesslich zeichnet sich der Transformator durch eine ganz ausserordentliche Anspruchslosigkeit in bezug auf Wartung aus, da er keinerlei bewegte Teile hat. Diese Eigenschaft kommt allerdings bei den im Krafthaus stehenden Primärtransformatoren wenig zur Geltung, da im Kraftwerk schon mit Rücksicht auf den übrigen Betrieb ständige Aufsicht vorhanden sein muss. Desto angenehmer wird sie aber bei den Sekundärtransformatoren im Leitungsnetz empfunden, die häufig so aufgestellt werden müssen (z. B. bei weit vom Kraftwerk entfernten Konsumstellen), dass eine ständige Überwachung ausgeschlossen ist.

Diesen Vorzügen des Transformators stehen allerdings auch Nachteile gegenüber, als deren erheblichster angesehen werden kann, dass der Transformator, auch wenn er unbelastet läuft, stets eine gewisse Energie verzehrt, die zur stetigen Ummagnetisierung

des Eisenkernes verbraucht wird. Man hat vielfach versucht, diese sog. Leerlaufsverluste einzuschränken und hat dies dadurch erreicht, dass man z. B. in Verteilungsnetzen, in denen viele Transformatoren parallel arbeiten, eine Anzahl derselben bei schwachem Konsum mittelst sog. Transformatorenschalter automatisch auf der Primär- und Sekundärseite abschaltete und bei zunehmendem Konsum wieder selbsttätig einschaltete. Ausserdem hat man neuerdings durch die Verwendung der sogen. legierten Bleche die Leerlaufsverluste erheblich reduzieren können.

Nachfolgende Zahlentafel gibt Auskunft über den Wirkungsgrad von Transformatoren verschiedener Grösse:

Leistung in KW	1	10	30	50	100	200	500	1000	2000
Wirkungsgrad bei voller Last in °/o	93,0	96,2	97,2	97,6	98,0	98,2	98.4	98,6	98,6
Oberspannung	ca. 4000—6000 Volt					ca. 10000 Volt			

5. Schaltanlagen. Von den für eine Schaltanlage erforderlichen Apparaten sind zuerst die Sicherungen zu erwähnen, welche in ihrer ursprünglichen Ausführung nichts weiter als einfache Bleistreifen sind, welche bei Überschreitung einer gewissen Stromstärke durchschmelzen und so die Leitungen, in welche sie geschaltet sind und die Stromverbrauchskörper oder Stromerzeuger vor all zu starker Inanspruchnahme schützen.

Abb. 378. Silberdrahtsicherung.



Abb. 379. Röhrensicherung.

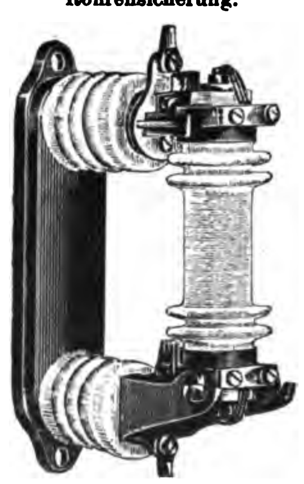


Abb. 380. Hebelschalter.



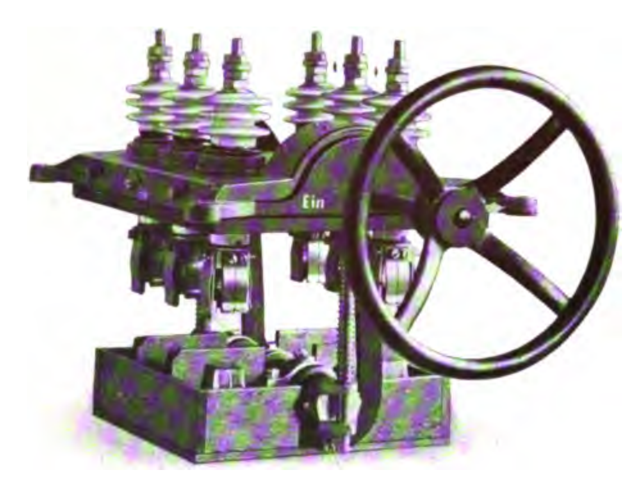
Die Sicherungen haben im Laufe der Zeit erhebliche Abänderungen erfahren. So hat man zunächst die Bleistreifen durch Silberdrähte ersetzt, da das Silber ein wesentlich besserer Leiter ist als Blei, man hierdurch weniger Material verwenden und so die beim Durchschmelzen einer Sicherung auftretenden, manchmal explosionsartigen Erscheinungen mildern konnte. Eine solche Silberdrahtsicherung ist in Abb. 378 dargestellt.

Bei Spannungen von etwa 700 Volt ab wirken jedoch die gewöhnlichen Silberdrahtsicherungen nicht mehr zuverlässig genug, da der beim Durchschmelzen auftretende Lichtbogen bisweilen stehen bleibt. Man hat daher andere Konstruktionen geschaffen, z. B. die in Abb. 379 dargestellten sogen. Röhrensicherungen, bei denen der Schmelzstreifen in einer Röhre von unverbrennlichem Material liegt. Die beim Durchschmelzen auftretenden Gase treten mit grosser Vehemenz aus den beiden Öffnungen der Röhre aus und löschen hierbei den sich bildenden Lichtbogen mit Sicherheit aus.

Die beim Bau der Schaltanlagen zur Verwendung kommenden Schalter sind für Spannungen bis ca. 500 Volt einfache Hebel (s. Abb. 380), welche an einem Ende

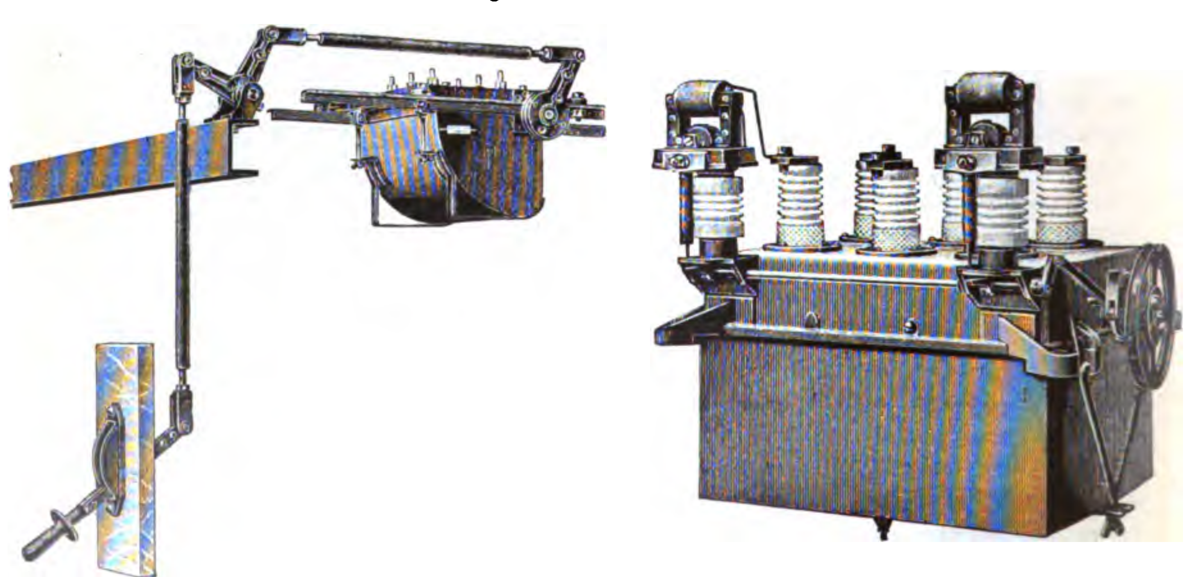
drehbar gelagert sind und am anderen Ende in federnde Kontakte eingedrückt werden. Diese Schalter werden meist so ausgeführt, dass beim Ausschalten zunächst eine Feder angespannt wird, welche dann das zwischen den Kontakten liegende Kupferstück momentan herausreisst, damit kein Stehenbleiben des bei Ausschalten unter Strom entstehenden Lichtbogens eintritt.

Abb. 381. Ölschalter.



Bei Spannungen über 500 Volt werden jetzt fast ausschliesslich Ölschalter verwendet, die aus einem mit Öl gefüllten Blechkasten bestehen, in welchem sich die Schaltkontakte befinden (s. Abb. 381, aus dem Ölkasten herausgenommener Schalter). Die Betätigung der Ölschalter erfolgt entweder mittelst Handkurbel oder mittelst Gestänge. Eine der vielen möglichen Gestängeantriebe ist in Abb. 382 dargestellt. Schliesslich werden auch die Ölschalter vielfach elektromotorisch oder elektromagnetisch ein- und ausgeschaltet, eine Anordnung, die zwar teuer ist, aber den grossen Vorzug hat, dass man in der Disposition der Schaltanlage viel freier ist. Die Betätigungsmotoren oder

Abb. 382. Ölschalter mit Gestänge. Abb. 383. Maximalausschalter.



Magnete werden durch Druckknöpfe gesteuert und durch Glühlampen wird dem Bedienenden angezeigt, dass die beabsichtigte Schaltoperation wirklich vollzogen ist.

Die Ölschalter haben sich bis zu den höchsten Spannungen ausgezeichnet bewährt und werden vielfach als selbsttätige Maximalausschalter ausgeführt (s. Abb. 383), welche die bei Spannungen über 5000 Volt nicht mehr ganz zuverlässigen Sicherungen ersetzen.

Bei Spannungen bis zu ca. 25 000 Volt und nicht zu grossen abzuschaltenden Energiemengen werden die Ölschalter so gebaut, dass sich bei zwei- oder dreipoligen

Schaltern die zwei bezw. drei Unterbrechungsstellen in einem gemeinsamen Ölgefäss befinden. Bei höheren Spannungen werden ausschliesslich einpolige Schalter verwendet, die durch mechanische Kupplung (durch Stangen etc.) zu mehrpoligen vereinigt werden. Ein derartiger Schalter ist in Abb. 384 abgebildet. Die drei Ölgefässe sind zur Erzielung einer grösseren Betriebssicherheit durch feuerfestes Mauerwerk voneinander getrennt. Auch derartige Schalter können für Maximal-, Minimal- oder Rückstromauslösung eingerichtet werden.

Als einen Nachteil der automatischen Maximalausschalter hat man es früher empfunden, dass diese auf jeden noch so kurzen Stromstoss sofort reagierten und auf diese Weise häufig unbeabsichtigte, den Betrieb des Kraftwerkes störende Stromunterbrechungen hervorriefen. Man hat diesen Übelstand durch Einführung der Zeitrelais beseitigt, welche eine verzögerte Auslösung des Schalters bewirken.

In Abb. 385 ist ein zweipoliges Maximal-Zeitrelais abgebildet. In geeigneter Weise wird bei demselben ein Drehfeld [13]) erzeugt, welche auf die beiden Aluminiumscheiben ein Drehmoment ausübt, dessen Stärke von dem Betriebsstrom abhängig ist. Dieses Drehmoment wird, so lange der durch den Schalter fliessende Strom ein gewisses Mass nicht überschreitet, durch ein entgegengesetzt gerichtetes Drehmoment aufgehoben, welches von einem an einem Seiden-

Abb. 384. Mechanisch gekuppelte einpolige Schalter.

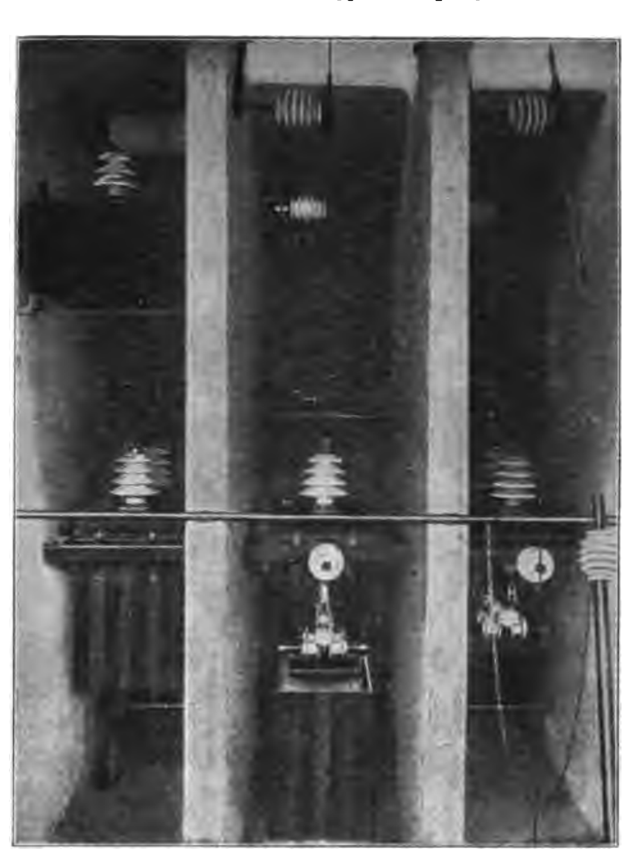


Abb. 385. Zweipoliges Maximal-Zeitrelais.



[13]) Vergl. S. 1051 u. Kapp, Wechselströme; 3. Aufl., Kap. XIII.

faden hängenden Gewicht ausgeübt wird. Übersteigt der Betriebsstrom eine gewisse Grenze, so überwiegt das Drehmoment der Aluminiumscheibe und diese beginnt sich zu drehen, wobei sich gleichzeitig der Seidenfaden auf die mit der Aluminiumscheibe auf der gleichen Achse sitzende Schnurtrommel aufwickelt. Das Gewicht hebt sich hierbei und berührt, oben angekommen, zwei Kontaktfedern, welche den Stromschluss des auf die Auslösevorrichtung des Schalters wirkenden Hilfsstromkreises bewirken.

Es ist ohne weiteres klar, dass ein solches Relais erst wirken wird, wenn die Überlastung oder der Kurzschluss eine gewisse Zeit angedauert hat und zwar wird die Zeit zwischen dem Anfang der Bewegung und dem Berühren der Kontaktfedern um so kürzer sein, je grösser das auf die Aluminiumscheibe ausgeübte Drehmoment, also die Überlastung im Betriebsstromkreise ist. Die Rückführung des Gewichts in seine Ruhelage erfolgt selbsttätig, da bei normalem Leitungsstrom das von dem Gewichte ausgeübte Drehmoment überwiegt.

Als Messinstrumente verwendet man für Gleichstrom die sogen. Präzisions-Instrumente nach dem Prinzip von Deprez d'Arsonval[14]). Bei diesen Instrumenten bewegt sich zwischen den Polen eines permanenten Stahlmagneten die vom Strom durchflossene Spule. Zwei Federn besorgen die Stromzuführung zur Spule und halten gleichzeitig den Zeiger des Instrumentes in der Nullstellung. Die Präzisionsinstrumente werden so gebaut, dass der Ausschlagwinkel des Zeigers dem die Spule durchfliessenden Strom proportional ist; die Instrumente haben also eine gleichmässig geteilte Skala.

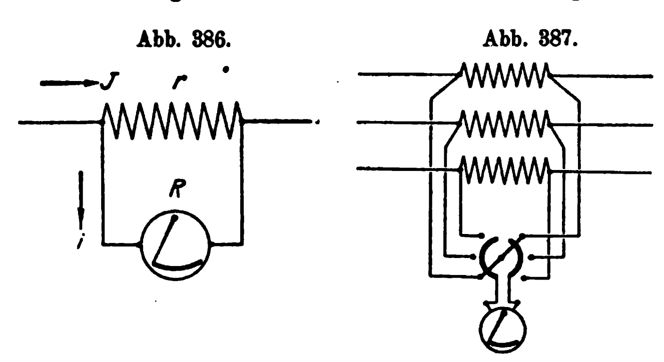


Abb. 386. Abb. 387.

Um das Pendeln des Instrumentes zu vermeiden, wird die Spule auf einen Aluminiumrahmen gewickelt, in welchem bei jeder Bewegung des Zeigers Wirbelströme hervorgerufen werden, die bremsend wirken. Der Zeiger wird also bei einer Veränderung der die Spule durchfliessenden Stromstärke nicht hin- und herschwingen, sondern sich infolge der dämpfenden Wirkung der Wirbelströme sofort auf den neuen Stromwert einstellen.

Einen sehr erheblichen Vorteil bieten die Präzisionsinstrumente, wenn es sich um die Messung grosser Ströme handelt. Man kann hier die in Abb. 386 angegebene Schaltung anwenden. Man legt in den Hauptstromkreis einen Widerstand von der bekannten Grösse r und schaltet den Präzisions-Stromzeiger, der den Widerstand R haben möge, dem Widerstande r (auch Nebenschluss oder Shunt genannt) parallel. Durch Wahl des Verhältnisses $\frac{R}{r}$ hat man es in der Hand, dem den Stromzeiger durchfliessenden Strom eine beliebige Grösse zu geben. Der Strom i ist J stets proportional und man kann das Instrument so eichen, dass es den Wert des Stromes J anzeigt.

Die Methode der Messung mit Nebenschlüssen liefert ein bequemes Mittel, um mit einem Stromzeiger die in verschiedenen Leitungen fliessenden Ströme zu messen. Man braucht dazu nur in jede Leitung einen Nebenschluss zu legen und den Stromzeiger auf die verschiedenen Leitungen umschaltbar zu machen, wie Abb. 387 zeigt.

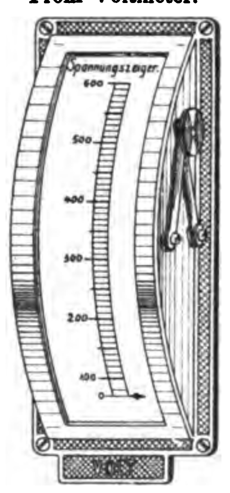
---

[14]) Vergl. Krause, Messungen an elektrischen Maschinen. Kap. I.

Die Präzisionsspannungszeiger zeigen genau die gleiche Konstruktion wie die Präzisionsstromzeiger. Der einzige Unterschied ist der, dass die Drehspule mit einem konstanten Widerstand in Serie geschaltet wird, welcher in das Instrument selbst eingebaut wird, sodass die zu messende Spannung direkt an die Klemmen des letzteren gelegt werden kann.

Die Form der in Kraftwerken verwendeten Instrumente ist meist die aus Abb. 393 zu ersehende runde. Neuerdings werden aber auch vielfach die sogen. Profilinstrumente angewendet, wie ein solches in Abb. 388 dargestellt ist. Diese Instrumente sind für Schalttafeln recht empfehlenswert, da sie wenig Platz beanspruchen. Man kann eine erhebliche Anzahl dieser Instrumente auf einer Schalttafel unterbringen, ohne die Übersichtlichkeit zu stören (vergl. Abb. 394). Dadurch, dass die Skala gekrümmt ist und man die Instrumente gewöhnlich zu oberst auf der Schalttafel anbringt, um den weiter unten in handlicher Höhe liegenden Teil für Schalter frei zu behalten, könnten Ungenauigkeiten in der Ablesung entstehen. Die Instrumente werden daher entweder nach vorn geneigt oder die Ebene der Skalenkreises wird horizontal angeordnet. Die letztere Ausführung ist in Deutschland wenig üblich, wird jedoch in Amerika viel benutzt.

Abb. 388.
Profil Voltmeter.



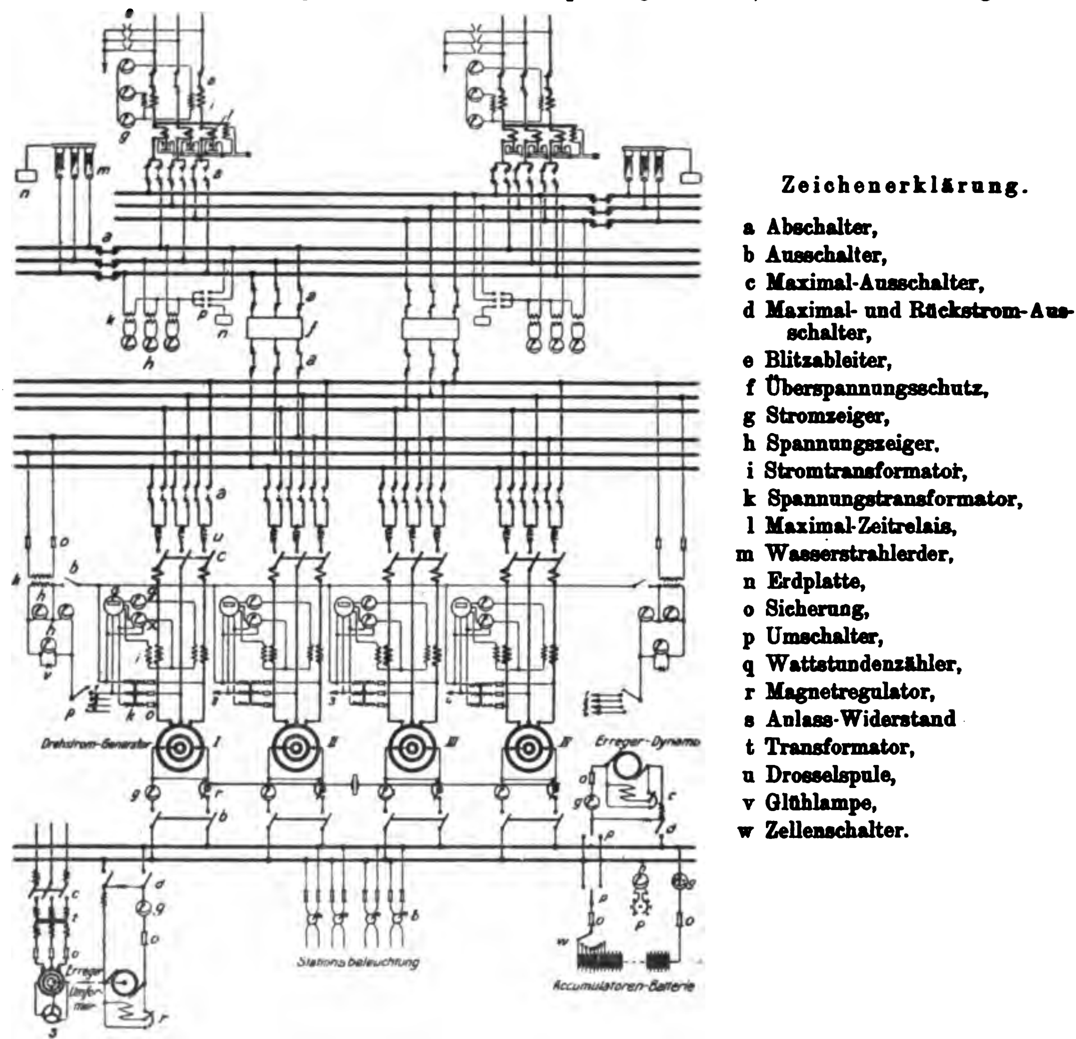
Zur Messung der Wechselströme werden entweder Hitzdraht oder Ferraris-Instrumente benutzt. Bei den Hitzdrahtinstrumenten wird der zu messende Strom durch einen Draht geleitet, der durch den Stromdurchgang erwärmt wird und sich infolgedessen ausdehnt und zwar um so mehr, je grösser die Erwärmung, also der den Draht durchfliessende Strom ist. Die durch die Ausdehnung des Hitzdrahtes hervorgebrachte Bewegung wird in geeigneter Weise auf den Zeiger des Instrumentes übertragen. Bei den Ferrarisinstrumenten wird das nach seinem Entdecker — dem Professor Ferraris genannte — „Ferraris-Prinzip" angewendet: Man benutzt hierbei das durch die gleichzeitigen Induktionswirkungen zweier oder mehrerer phasenverschobener Wechselströme hervorgebrachte, seine Richtung stetig verändernde Magnetfeld — das Drehfeld — zur Ausübung eines Drehmomentes auf einen in seinem Bereich liegenden Metallkörper. Bei den Ferrarisinstrumenten wirkt das Drehfeld meist auf eine Aluminiumtrommel, deren Bewegung auf den Zeiger des Instrumentes übertragen wird.

Bereits auf Seite 1041 wurde erwähnt, dass die hochgespannten ein- oder mehrphasigen Wechselströme im allgemeinen nicht direkt gemessen werden, sondern man transformiert sie durch sogen. Messtransformatoren erst auf eine niedrige Spannung (ca. 110 Volt) herab und verbindet die Instrumente, deren Skalen entsprechend den der Primärwicklung der Messtransformatoren zugeführten Spannungen bezw. Strömen geeicht sind, mit den Sekundärklemmen der Messtransformatoren. Man erreicht hierdurch den Vorteil, dass die Instrumente selbst nur für die niedrige Spannung isoliert zu werden brauchen, und dass das Berühren der Instrumente gefahrlos ist. Durch die Anwendung der Messtransformatoren ist es möglich geworden, in Schaltanlagen die Hochspannung von der Schalttafel selbst zu verbannen.

Die zweckmässige Anordnung der Schaltanlage ist für Hochspannungsanlagen von allergrösster Wichtigkeit, da hiervon eine glatte Betriebsführung in hohem Grade abhängig ist.

Schon beim Entwurf des Schaltungsschemas ist darauf Bedacht zu nehmen, dass die Übersichtlichkeit der Anlage nicht von vornherein durch Verwendung all zu vieler Apparate beeinträchtigt wird. Ein Schaltungsschema, welches allen Bedürfnissen einer normalen Anlage, bei welcher die Hochspannung direkt in den Maschinen erzeugt wird, gerecht wird, ist in Abb. 389 gegeben.

Abb. 389.
Schaltschema für eine Anlage, bei welcher die Hochspannung direkt in den Maschinen erzeugt wird.



Jeder Generator erhält an Messinstrumenten Stromzeiger, Leistungszeiger und Zähler, welche an die Sekundärklemmen von Messtransformatoren angeschlossen werden.

Die Abschalter, welche jeder Generator erhält, dienen dazu, den gesamten zu einer Maschine gehörigen Apparatensatz von den Sammelschienen abtrennen und hierdurch spannungslos machen zu können, damit etwaige Reparaturen und Besichtigungen gefahrlos ausgeführt werden können.

Die Erregung der Generatoren wird im vorliegenden Falle durch eine Zentral-Erregeranlage bewirkt. Als Stromerzeuger für den Erregerstrom dient eine von einer besonderen Turbine angetrieben gedachte Erregerdynamo und als Reserve hierfür ein Drehstrom-Gleichstrom-Umformer. Ferner ist eine kleine Akkumulatorenbatterie für den Notfall vorgesehen.

Die Beleuchtung des Kraftwerkes und der Strom für etwaige Hilfsmotoren in der Werkstatt etc. soll ebenfalls von den Erregersammelschienen abgenommen werden.

Die Regelung der Spannung der Drehstromgeneratoren erfolgt mittelst der Magnetregulatoren, deren Wellen man zweckmässig miteinander mechanisch kuppelt, sodass die Verstellung sämtlicher Regulatoren mittelst eines Handrades vorgenommen werden kann. Die Kupplung ist lösbar einzurichten, damit man auch, falls erforderlich, jeden Generator für sich regulieren kann. Die Stärke des Erregerstromes wird durch ein im Erregerstromkreise liegendes Amperemeter gemessen. Den zweipoligen Ausschaltern, welche im Erregerstromkreise vorgesehen sind, gibt man am besten eine Verriegelung, da ein Ausschalten unter Strom mit grosser Wahrscheinlichkeit einen Defekt des Generators zur Folge haben würde; man kann diese Schalter jedoch nicht gut entbehren, da es doch erwünscht ist, den Erregerstromkreis einmal spannungslos machen zu können.

Jeder Generator lässt sich, wie aus dem Schema ersichtlich, auf zwei, voneinander völlig unabhängige Sammelschienensysteme umschalten. Diese Anordnung ermöglicht es, ein Sammelschienensystem ganz aus dem Betriebe zu nehmen, um dasselbe reinigen oder andere Arbeiten an ihm vornehmen zu können.

Aus dem gleichen Grunde sind auch für die Verteilung zwei Sammelschienensysteme vorgesehen worden; auch gibt die Anordnung der doppelten Schienensysteme die Möglichkeit, den Licht- vom Kraftbetriebe völlig zu trennen, was u. U. erwünscht sein kann.

In die Verbindungsleitungen zwischen den Generator- und Verteilungssammelschienen können etwa gewünschte Zähler für den Gesamtstrom sowie Blitzschutzapparate eingebaut werden, sofern die übrigen in dem Schema angedeuteten Blitzschutzapparate (Hörnerblitzableiter, Wasserstrahlerder, Drosselspulen) noch keinen ausreichenden Schutz geben sollten. Auf die Frage des Blitz- und Überspannungsschutzes soll weiter unten näher eingegangen werden.

Die von den Verteilungssammelschienen ausgehenden Leitungen erhalten je drei an Stromtransformatoren angeschlossene Amperemeter, zwei Satz Abschalter und einen Maximal-Ölausschalter, dessen Betätigung durch drei Maximal-Zeitrelais erfolgt.

Die Spannung der Zentrale wird durch drei Spannungszeiger gemessen, welche an den Sekundärklemmen dreier Messtransformatoren liegen. Mit Hilfe des zweipoligen Umschalters, der für die volle Betriebsspannung ausreichen muss, kann man drei verschiedene Schaltungen vornehmen: sind die beiden obersten Kontakte verbunden, so kann man die Spannung zwischen der unteren und mittleren, sowie zwischen der oberen und mittleren Sammelschiene messen: sind die beiden Mittelkontakte verbunden, so ist eine Spannungsmessung zwischen der obersten Schiene einerseits und der mittleren bezw. unteren andererseits möglich; sind schliesslich die untersten beiden Umschalterkontakte miteinander verbunden, so wird die Spannung aller drei Phasen gegen Erde gemessen. Man kann mit Hilfe dieser letzten Schaltung also jederzeit während des Betriebes feststellen, ob ein Isolationsfehler vorhanden ist, da die Verschlechterung der Isolation eines Drahtes gegen Erde auch sofort ein Sinken seiner Spannung gegen Erde zur Folge hat.

In Abb. 390 ist ein Schema für eine Anlage mit Transformatoren gegeben. Die allgemeine Anordnung ist gegenüber Abb. 389 etwas vereinfacht, indem auf die Verwendung doppelter Sammelschienensysteme verzichtet ist. Hingegen sind die Sammelschienen als Ringleitung ausgebildet und es ist durch die in diese eingebauten Abschalter erreicht, dass man einzelne Stücke des Schienensystems spannungslos machen kann, allerdings nicht, ohne gleichzeitig einen Maschinensatz bezw. eine Fernleitung aus dem Betriebe zu nehmen. Dies ist für viele Fälle aber zulässig, da fast stets sowohl für die Generatoren als auch für die Fernleitungen Reserve vorhanden ist.

Die Apparate für die Fernleitungen sind genau so geblieben, wie in Abb. 389. Der Hauptunterschied gegenüber dem Schema Abb. 389 besteht darin, dass jetzt die von den Generatoren erzeugte Spannung nicht direkt zur Übertragung benutzt wird, sondern dass die Generatorenspannung vermittelst der Transformatoren erhöht wird. Hierdurch kompliziert sich natürlich das Schaltungsschema etwas, doch ist diese Komplikation, wie ein Vergleich der Abb. 389 und 390 zeigt, unerheblich, sobald man jeden Transformator mit dem zugehörigen Generator als einen Maschinensatz betrachtet und zwischen beiden weder Schalter und Sicherungen noch Sammelschienen anordnet.

In sehr vielen Fällen wird es möglich sein, diese Schaltung anzuwenden und man sollte ihr, wo immer angängig, den Vorzug geben, da sie an Einfachheit und Übersichtlichkeit kaum übertroffen werden kann. Manchmal ist es aber erwünscht, einen Teil der von den Generatoren erzeugten Energie mit niederer Spannung abzugeben — beispielsweise an Fabriken, die sich in der Nähe der Kraftzentrale angesiedelt haben — während der Rest der Energie mit hoher Spannung auf eine grössere Entfernung

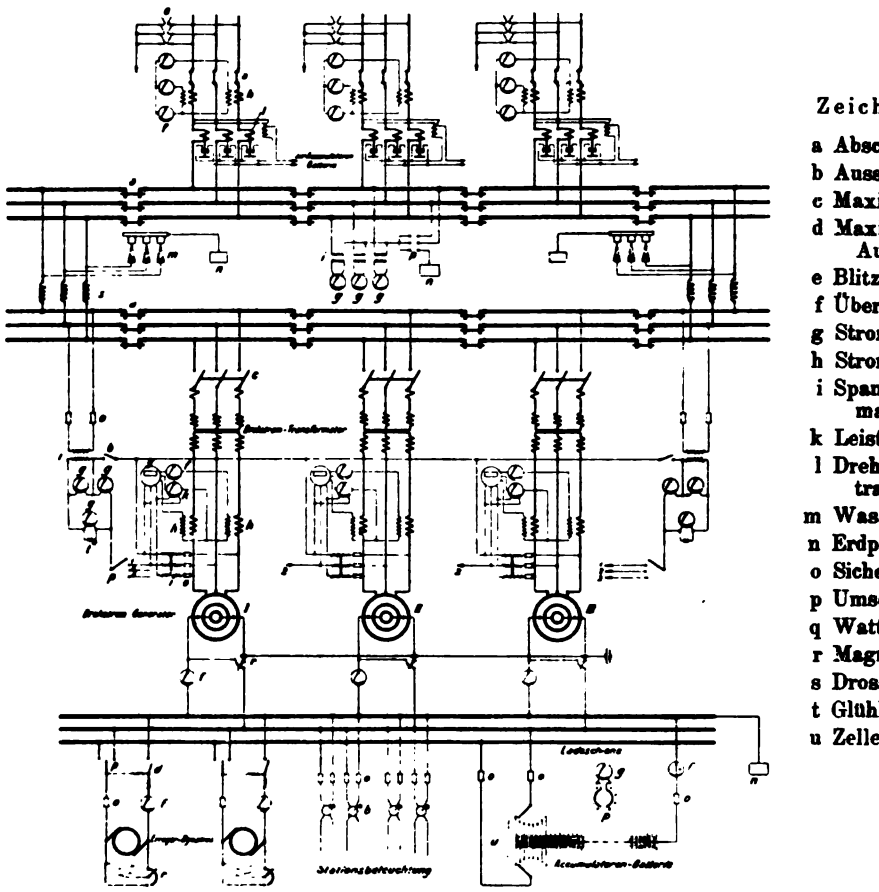
fortgeleitet werden soll. In diesen Fällen kann man die Anordnung von Sammelschienen zwischen Generatoren und Transformatoren nicht umgehen.

Zwei weitere Schaltungsschemata für Drehstromanlagen zeigen die Figg. 2 und 3 der Taf. LXXX [15]).

In beiden Anlagen erzeugen die Maschinen den hochgespannten Strom direkt; eine Herauftransformierung findet also nicht statt.

Der Zweck der einzelnen Apparate geht aus den Zeichnungen selbst hervor. Charakteristisch ist für beide Anlagen die ringförmige Anordnung der Sammelschienen.

Abb. 390. Schaltschema einer Anlage mit Drehstrom und Hochspannungs-Transformatoren.



Zeichenerklärung.

a Abschalter,
b Ausschalter,
c Maximalausschalter,
d Maximal- u. Rückstrom-Ausschalter.
e Blitzableiter,
f Überspannungsschutz,
g Stromzeiger,
h Stromtransformator,
i Spannungstransformator,
k Leistungszeiger,
l Drehstrom-Spannungstransformator,
m Wasserstrahlerder,
n Erdplatte,
o Sicherung,
p Umschalter,
q Wattstundenzähler,
r Magnet-Regulator.
s Drosselspule,
t Glühlampe,
u Zellenschalter,

Das Schema der Anlage Hagneck zeigt noch eine andere Eigenart. Die an die Generatoren direkt angebauten Erregermaschinen werden wieder ihrerseits von besonderen, als sekundäre Erregermaschinen bezeichneten Gleichstromdynamos erregt. Dies hat den Vorteil, dass die Spannung der Drehstromgeneratoren von den Belastungsstössen im Drehstromnetz unabhängiger wird und ferner, dass man in der Lage ist, die Spannung der ganzen Zentrale durch Regulieren an einem einzigen Handrade zu verändern.

Die Fig. 1 der Taf. LXXX stellt das Schema der Gleichstrom-Hochspannungsanlage St. Maurice-Lausanne dar; auf diese Anlage wird im Abschnitt 8 noch näher eingegangen werden.

15) Fig. 1 der Tafel LXXX ist der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903. S. 78 „Die Kraftübertragung von St. Maurice nach Lausanne“, Fig. 2 einer Broschüre von C. H. Perrin „Les Installations de la Compagnie vaudoise des forces motrices des Lacs de Joux et de l'Orbe, Extrait du Bulletin technique de la Suisse romande“. 1904, Fig 3 der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901. S. 944. Aufsatz von Professor H. Rupp, „Das Elektrizitätswerk Hagneck“ entnommen.

Zur Konstruktion der Schalttafeln dient ein aus Winkeleisen oder Rohren gebildetes Eisengerüst, auf welchem die Marmor- oder Schieferplatten, welche die Vorderseite der Schaltwand bilden, befestigt werden. Abb. 391 zeigt rechts oben den Schnitt durch eine Schaltwand.

Die Konstruktion der Eisengerüste, welche meist die Hochspannung führenden Teile tragen, ist aus Abb. 392, sowie Taf. LXXIX, Fig. 1 und 5 ersichtlich. Neuerdings wird auf eine Trennung der Phasen durch feuerfeste Zwischenwände Wert gelegt, etwa in der Art wie der in Abb. 384 dargestellte Schalter zeigt.

Wir kommen nun zur Besprechung der Disposition einer Schaltanlage, es mögen jedoch noch einige Angaben über den Raumbedarf von Gleichstrom- und Drehstromschaltanlagen vorausgeschickt werden, welche als Mindestforderungen zu gelten haben:

Gleichstromanlagen bis etwa 500 Volt. Die Tiefe des Schaltraumes, d. h. die Richtung senkrecht zur Schalttafel, ist von der Anzahl der Maschinensätze, Fernleitungen usw. unabhängig und richtet sich nur nach der Anzahl der hintereinander angeordneten Schalttafeln.

Für eine Hauptschalttafel, auf welche z. B. die Apparate für die Dynamos gesetzt werden, kann man 1,25 m Tiefe rechnen, für ein Verteilungsschaltgerüst (z. B. zur Aufnahme der Speiseleitungsapparate) ca. 0,5 m. Schalttafeln und Gerüste sollen möglichst von beiden Seiten zugänglich sein. Bedienungsgänge zwischen zwei Schalttafeln sollen nicht unter 2 m sein, für Montagegänge genügen 0,75 m.

Wenn man der Schaltbühne — dem Stande des Schalttafelwärters — eine Breite von 2,0 m gibt, würde eine Gesamttiefe des Schaltraumes von 6,50 m erforderlich sein, wovon 2 m auf die Bühne, 1,25 m auf die Hauptschalttafel, 2 m auf den Gang zwischen Haupt- und Verteilungsgerüst, 0,5 m auf das Verteilungsgerüst und 0,75 m auf den Montagegang hinter diesem entfallen.

Die Breite des Schaltraumes (gemessen in Richtung der Schalttafel) ist von der Anzahl der Maschinensätze, Abzweige etc. und von der in Betracht kommenden Stromstärke abhängig.

Man kann ungefähr damit rechnen, dass für den zu einer Maschine gehörigen Apparatensatz bis 500 Amp. ca. 0,5 m, von 500—1000 Amp. ca. 0,7 m, darüber bis etwa 3000 Amp. ca. 1 m Schalttafelbreite erforderlich ist. Für einen Abzweig kann man bis ca. 500 Amp. etwa 0,3 m Breite des Verteilungsgerüstes rechnen, darüber bis ca. 1000 Amp. 0,4 m.

Die Raumhöhe soll mindestens 3 m betragen.

Bei grösseren Schaltanlagen mit Kabelableitungen empfiehlt es sich, die Räume unter der Schaltanlage für die Einführung der Kabel freizuhalten.

Drehstromanlagen bis etwa 500 Volt. Die Raumtiefe ist nach denselben Grundsätzen zu bestimmen wie bei Gleichstromanlagen.

Bei Bestimmung der Schalttafelbreite kann man bis ca. 500 Amp. pro Maschinensatz mit etwa 0,8 m, darüber bis 1000 Amp. mit etwa 1 m rechen; für Abzweige sind ca. 0,4 bezw. 0,6 m erforderlich.

Im Übrigen gilt das bei Gleichstromanlagen Gesagte.

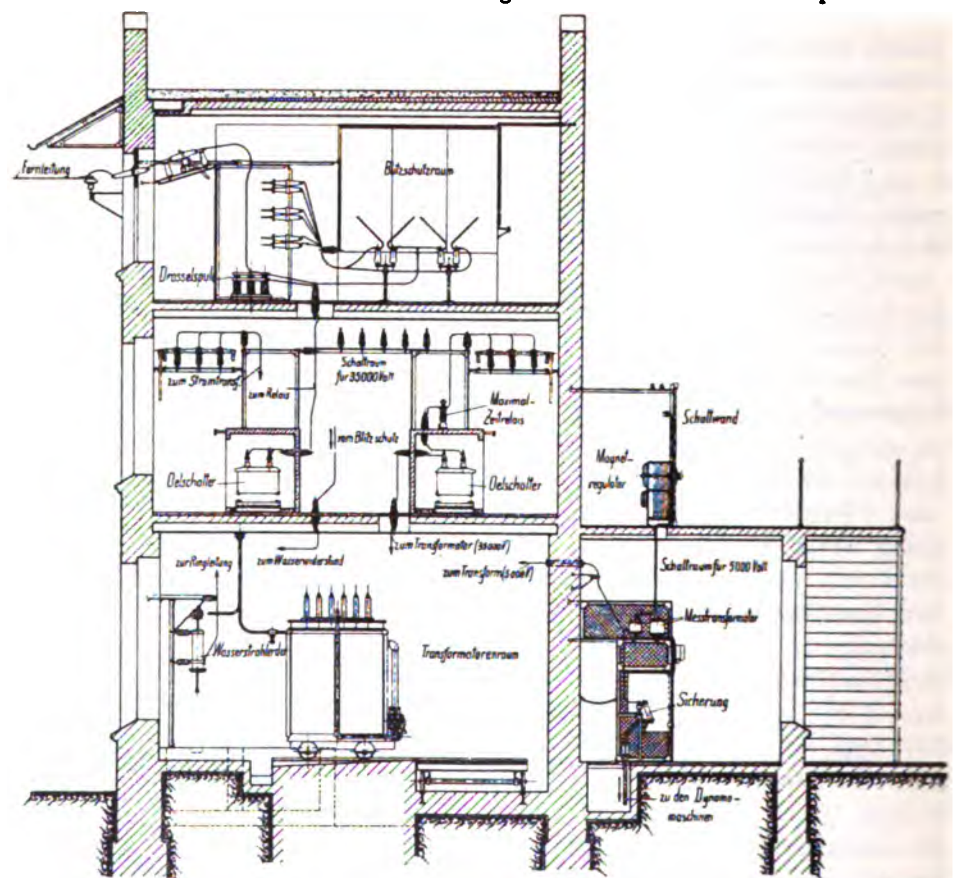
Drehstromanlagen bis etwa 10000 Volt. Bei diesen Anlagen gliedert sich die Schaltanlage — wie schon erwähnt — in die eigentliche Schalttafel oder Schaltwand mit den Messinstrumenten und den Antrieben der Schalt- und Regulierapparate sowie die Hochspannungsgerüste.

Für die Bemessung der Schaltwand gilt das oben im Absatz „Drehstromanlagen bis 500 Volt“ Gesagte.

Die Tiefe des Hochspannungsraumes richtet sich nach der Anzahl der hintereinander stehenden Gerüste und zwar kann man rechnen: für ein Gerüst 1,25 m, für einen Bedienungsgang zwischen Gerüst und Wand 1,5 m, zwischen zwei Gerüsten oder zwischen Gerüst und Schaltwand 2 m. Danach ergibt sich für einen Raum mit einem Gerüst eine Raumtiefe von 4,25 m, mit zwei Gerüsten 7,2 m.

Die Breite des Hochspannungsraumes ist wieder von der Anzahl der Maschinensätze und Ableitungen abhängig; man kann damit rechnen, dass pro Maschinensatz oder

Abb. 391. Schnitt durch die Schaltanlage des Kraftwerks der Urfttalsperre.



Abzweig bei Spannungen bis 5000 Volt eine Gerüstbreite von 1 m, darüber bis 10000 Volt 1,2 m erforderlich ist. An den beiden Enden der Gerüste sind Gänge von je 1,5 m Breite erforderlich.

Die Höhe der Schalträume soll mindestens 3,5 m betragen.

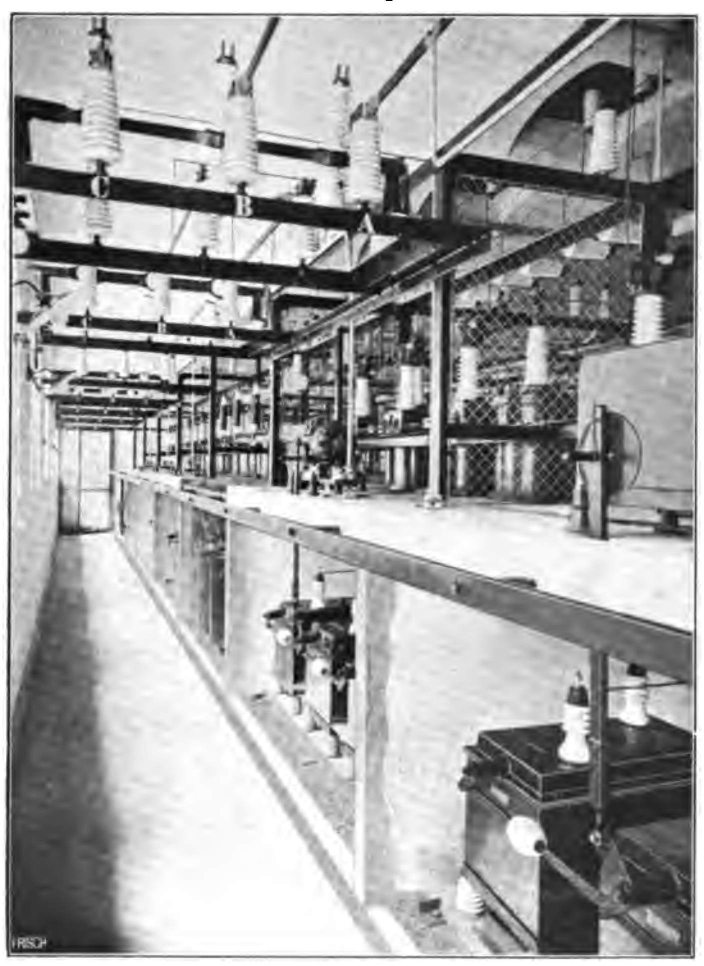
Bei Kabelleitungen ist es vorteilhaft, den Raum unter der Schaltanlage, bei Freileitungen den Raum über der Schaltanlage zur Aufnahme des Blitz- und Überspannungsschutzes frei zu halten.

T r a n s f o r m a t o r e n r ä u m e. Da der Transformatorenraum meist in engster Verbindung mit den Schalträumen steht, sollen hier noch einige Bemerkungen über Transformatorenräume hinzugefügt werden: Die Transformatorenräume sind so aufzustellen, dass zwischen den einzelnen Transformatoren und zwischen Transformator und Wand je nach Grösse ein Gang bis zu 1,25 m vorhanden ist. Ferner ist darauf zu achten, dass jeder Transformator ohne Standänderung der anderen aus dem Raum

gebracht werden kann und schliesslich ist für gute Ventilation des Transformatorenraumes Sorge zu tragen.

Von grösster Wichtigkeit ist eine nicht zu gedrängte Anordnung der Schaltanlage. Die Hochspannung soll von der Niederspannung vollständig getrennt sein; sämtliche Hochspannung führenden Teile sind in verschliessbaren Räumen unterzubringen, die nur von instruiertem Personal betreten werden dürfen. Die Leitungsführung soll durchaus übersichtlich sein und alle Hochspannungsleitungen sollen durch einen Anstrich als solche gekennzeichnet werden.

Abb. 392. Ansicht des Hochspannungs-Schaltraums im Kraftwerk der Urfttalsperre.



Schalttafeln, Eisengerüste, sowie überhaupt alle Metallteile, welche der Berührung zugänglich sind, sollen gut geerdet werden, damit selbst, wenn sie infolge eines Isolationsfehlers einmal Hochspannung bekommen sollten, keine Gefahr für das Bedienungspersonal entsteht.

Die Abb. 391 zeigt einen Querschnitt durch die Schaltanlage des Kraftwerkes der Urfttalsperre[16]) (Eifel) (vergl. Taf. XLVIII, Fig. 8 und S. 593).

Mittelst der von den Generatoren kommenden Kabel wird der erzeugte Drehstrom zunächst nach dem 5000 Volt-Schaltraum geleitet, in welchem, auf einem Eisengerüst montiert, sämtliche 5000 Volt-Apparate: die Maschinensicherungen und Messtransformatoren für die Dynamomaschinen untergebracht sind. Vom 5000 Voltraum führen die Leitungen zur Unterspannungsseite der Transformatoren, welche die Generatorenspannung auf 35000 Volt herauftransformieren. Der 35000 Volt-Schaltraum liegt unmittelbar über dem Transformatorenraum. Die 35000 Volt Schalter sind, wie aus der Zeichnung zu sehen, in zwei Reihen angeordnet. Jeder Schalter besteht, wie Abb. 392 zeigt, aus drei einpoligen Schaltern, welche durch eine Kupplungsstange zu einem dreipoligen Schalter vereinigt werden. Die Betätigung erfolgt elektromotorisch durch den über dem Schalter angeordneten Schaltmotor, welcher mittelst einer Schubstange auf den Schalter wirkt. Jeder Schalter ist für sich in eine vorn offene Zelle aus feuerfestem Mauerwerk eingeschlossen, damit ein etwaiger Brand eines Schalters leicht lokalisiert werden kann. Die Messtransformatoren, Maximal-Zeitrelais und Schaltmotoren haben auf der durch die Einmauerung der Schalter gewonnenen Plattform Platz gefunden. Die Sammelschienen sind an Eisenkonstruktionen befestigt und liegen unmittelbar unter der Decke des Hochspannungsraumes.

In dem über dem 35000 Volt-Schaltraum liegenden Stockwerk sind die Blitzableiter und Drosselspulen untergebracht; der Wasserstrahl-Erdungsapparat sowie die Wasserwiderstände sind hingegen im Transformatorenraum angeordnet, in welchem fliessendes Wasser zur Verfügung steht, da die Transformatoren durch Wasserberieselung gekühlt werden.

[16]) Nach den Grundentwürfen und unter der Aufsicht des Herrn Prof. Dr. Rasch, Aachen, erbaut.

Die Konstruktion der Fernleitungsausführungen aus dem Krafthause geht aus der oben gegebenen Querschnittszeichnung mit genügender Deutlichkeit hervor.

Eine Abbildung der Apparatenwand ist in Abb. 393 gegeben, welche die durchaus übersichtliche Anordnung der Instrumente zeigt. Die Schaltbühne ist etwa 3,80 m über Maschinenhausflur gelegt, sodass man von dort aus eine bequeme Übersicht über den ganzen Maschinensaal erhält.



Abb. 393. Schalttafel im Kraftwerk der Urfttalsperre.

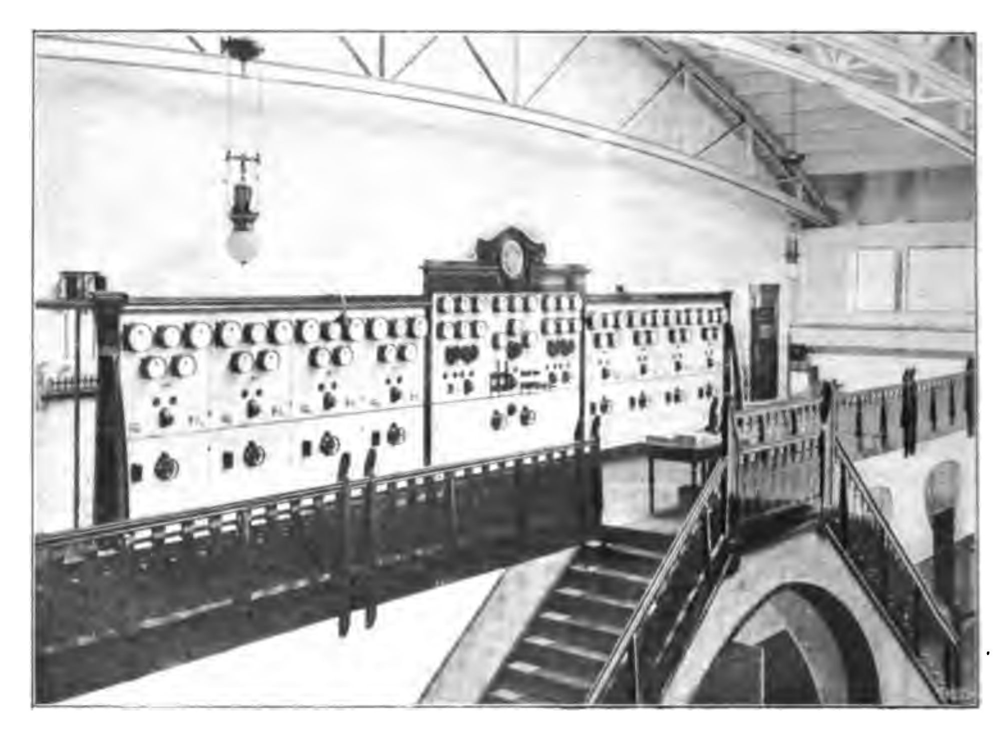
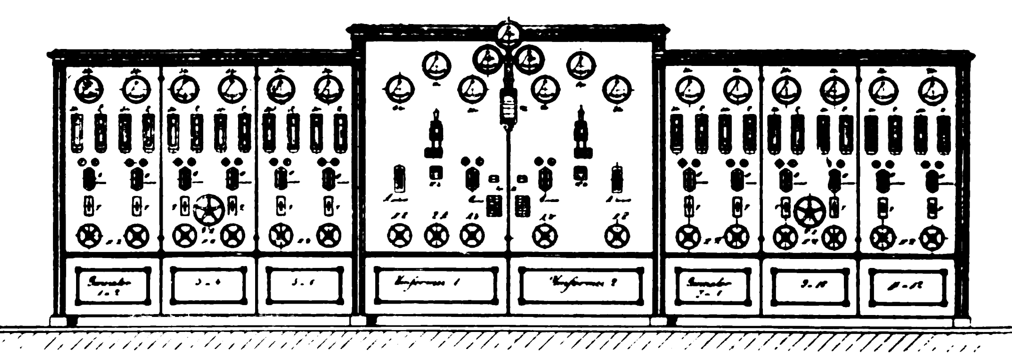


Abb. 394. Schalttafel mit Profilinstrumenten.



In Abb. 394 ist eine Schalttafel dargestellt, welche zeigt, in welch einfacher Weise sich eine Schalttafel disponieren lässt, wenn man für die Schalter elektrischen Antrieb und als Messinstrumente Profilinstrumente verwendet.

Die beiden Mittelfelder dienen zur Aufnahme der Apparate für die Zentralerregeranlage, die anderen sechs Felder sollen die Apparate für 12 Drehstromgeneratoren aufnehmen, von denen jeder ein Drehstrom-Amperemeter und ein Wattmeter als Profilinstrumente und einen Präzisionsstromzeiger für den Erregerstrom erhält. Die Betätigung des Schalters erfolgt durch einen Doppeldrucktaster; hinter den mit (A) und (E) bezeichneten, roten bezw. grünen Glasschildern befinden sich Signalglühlampen, welche auf-

leuchten, sobald der Schaltmotor das durch den Doppeldrucktaster gegebene Kommando vollzogen hat. Der zu jeder Dynamo gehörige Magnetregulator wird durch das auf dem unteren Teil der Schaltwand befindliche Handrad betätigt; mittelst des grossen, auf dem mittelsten der drei Seitenfelder sitzenden Handrade können die sechs, auf der entsprechenden Schalttafelseite befindlichen Magnetregulatoren gemeinsam betätigt werden, jedoch ist es auch möglich, die einzelnen Regulatoren in einfacher Weise auszukuppeln, sodass jeder für sich verstellt werden kann.

In der Anordnung der eigentlichen Schalträume ist man völlig frei und könnte sie ähnlich legen wie bei der Schaltanlage der Urfttalsperre. Eine weitere Anordnung einer Schaltanlage ist in den Figg. 1 und 2 der Taf. LXXVIII[17]) dargestellt.

Die Fig. 1 zeigt das Schaltpult, welches zur Aufnahme der Apparate für die Generatoren dient; in der Mitte des Pultes sind die Sammelschieneninstrumente, vor denselben, dem Bedienenden jederzeit vor Augen, die Generalvoltmeter angeordnet. Die hinter dem Schaltpult stehende Schaltwand nimmt die Apparate für die abgehenden Fernleitungen auf.

In Fig. 2 ist ein Schnitt durch die gesamte Schaltanlage gegeben, aus welchem die Anordnung der Eisengerüste für die Hochspannung, der Sammelschienen und des Transformatorenraumes zu ersehen ist.

Die Fig. 3 zeigt eine Überspannungsschutzanlage mit den oben sitzenden Hörnerblitzableitern, den tiefer liegenden Drosselspulen und den ganz vorn befindlichen Wasserstrahl-Erdungsapparaten.

Weitere Ansichten von Kraftwerks-Schaltanlagen zeigen die Fig. 1, 3 und 5 der Tafel LXXIX.

Abb. 395. Ausfahrbare Schalttafel.



Eine Spezialkonstruktion, welche sich in letzter Zeit viele Freunde erworben hat, sind die sog. ausfahrbaren Schalttafeln. In Abb. 395 ist eine derartige Schalttafel abgebildet. Wie man sieht, ist der gesamte zu einem Generator oder einer Fernleitung gehörige Apparatensatz auf einem Wagen montiert, welcher herausgezogen werden kann, wodurch der Kontakt mit den Hochspannungsschienen unterbrochen wird. Man kann dann die auf dem Wagen befindlichen Apparate genau besichtigen und, wenn erforderlich, reparieren, ohne eine Berührung mit der Hochspannung befürchten zu müssen. Auch kann man einen kompletten Schaltwagen in Reserve halten, um bei Apparatendefekten eine schnelle Auswechselung zu ermöglichen. Die Abb. 395 zeigt die obere Hälfte eines ausfahrbaren Schalttafelfeldes auf einem Transportwagen; die untere Hälfte des Schalttafelfeldes ist fest, doch gibt es auch andere Konstruktionen, die ein Ausfahren des ganzen Feldes ermöglichen.

Die Schaltwagen werden für Spannungen bis zu 15000 Volt gebaut; darüber hinaus würden die Wagen zu gross und unhandlich werden.

Ein bei Hochspannungsanlagen neuerdings recht häufig angewandtes Prinzip besteht in der Verwendung von Schaltsäulen, wie sie Abb. 396 zeigt. Man kann auf einer solchen Säule bis zu vier Messinstrumente, sowie ferner die Antriebe für zwei Schalter und zwei Magnetregulatoren unterbringen. Die umstehende Abbildung zeigt eine

---

[17]) Fig. 1 und 2 Tafel LXXVIII sind einer Broschüre der A.-G. Brown Boveri & Co., Fig. 3 einer Broschüre von C. H. Perrin, „Les Installations de la compagnie vaudoise des forces motrices des lacs de Joux et de l'Orbe, Extrait du bulletin technique de la Suisse romande. 1904. S. 30 entnommen.

Schaltsäule für einen Drehstromgenerator. Die beiden mittleren Instrumente sind das Drehstrom-Amperemeter und das Voltmeter, das obere ist der Leistungszeiger, das untere das Erregerstrom-Amperemeter. Der Schalter wird durch den Handhebel betätigt, während der Magnetregulator mittelst der beiden, miteinander gekuppelten Handräder verstellt werden kann. Der Säulenkopf mit den Instrumenten ist drehbar, sodass der Schaltbrettwärter die Instrumente mehrerer Säulen von seinem Platz aus beobachten kann.

Abb. 396. Drehbare Schaltsäule.



Der Vorteil der Anwendung von Schaltsäulen liegt hauptsächlich darin, dass man die Schalttafel, auf welcher dann meist die Apparate für die Erregeranlage und für die Fernleitungen angebracht sind, sehr entlastet, sodass dieselbe übersichtlicher und kleiner wird. Ferner erhält man im allgemeinen bei Verwendung von Schaltsäulen eine günstigere Anordnung der Hochspannungsräume, wenn man die Schalter mechanisch antreiben will, da die Hochspannungsgerüste nicht in einer langen Reihe angeordnet zu werden brauchen, sondern geteilt werden können, wodurch sich eine bessere Raumausnutzung ergibt.

An Stelle der Schaltsäulen verwendet man auch bisweilen Schaltpulte wie dies die Fig. 1 der Taf. LXXVIII zeigt.

6. Blitz- und Überspannungsschutz. Von sehr grosser Wichtigkeit für den sicheren Betrieb einer Hochspannungsanlage ist das Vorhandensein eines wirksamen Überspannungsschutzes, d. h. einer Vorrichtung, durch welche alle in der Anlage auftretenden Spannungen, welche höher sind als die Betriebsspannung, und dadurch der Isolation der Anlage gefährlich werden können, unschädlich gemacht werden.

Wenn sich auch allgemein gültige Regeln für die Anordnung des Überspannungsschutzes nicht aufstellen lassen und geeignete Vorschläge von Fall zu Fall nur durch Spezialingenieure gemacht werden können, so sollen doch an dieser Stelle wenigstens kurz die Prinzipien erörtert werden, nach denen eine Überspannungsschutzanlage entworfen werden muss.

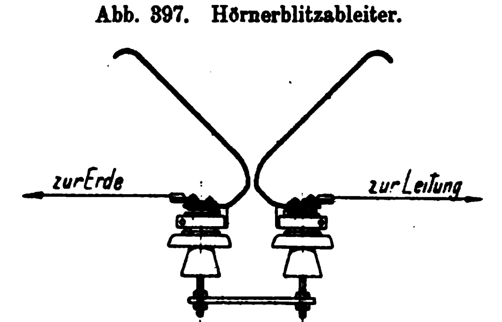
Wenn in einer Anlage — sei es durch atmosphärische oder sonstige Einflüsse — Überspannungen auftreten, so werden sich dieselben naturgemäss an den Stellen auszugleichen suchen, welche am schwächsten isoliert sind. Diese schwächste Stelle kann sowohl in den Maschinen, Transformatoren, der Schaltanlage oder sonst einem Teil der Krafthauseinrichtung als auch im Leitungsnetz liegen; jedenfalls lässt sich vorher ihre Lage nicht bestimmen. Um zu vermeiden, dass der Ausgleich der Überspannungen an einer Stelle stattfindet, an der er Schaden anrichten kann, schafft man künstlich eine im Verhältnis zu den übrigen Teilen der Anlage schwach isolierte Stelle in Form der Überspannungssicherung.

Die Überspannungssicherungen sind meist kleine Funkenstrecken, die dort eingeschaltet werden, wo Überspannungen zu befürchten sind, also einerseits zwischen die Leiter eines Systems und andererseits zwischen jeden Leiter und Erde.

Die Konstruktionen der Funkenstrecken sind ausserordentlich mannigfach; jedenfalls ist darauf zu achten, dass die Funkenstrecken folgende Bedingungen erfüllen: Sie müssen der Überspannung erlauben, sich auf einem möglichst induktionsfreien Wege auszugleichen, sie müssen ferner in der Lage sein, erhebliche Energiemengen durchzulassen, sie müssen so konstruiert sein, dass der dem Überspannungsausgleich nachfolgende, durch den Maschinenstrom gespeiste Lichtbogen in möglichst kurzer Zeit und von selbst erlischt und schliesslich müssen sie sofort nach dem Funktionieren wieder betriebsbereit sein.

Die bekannteste Form der Funkenstrecken ist der in Abb. 397 dargestellte Hörnerblitzableiter, welcher aus zwei auf Isolatoren befestigten Kupferdrähten besteht, die unten nur einige Millimeter voneinander Abstand haben und nach oben hin weit auseinander gebogen sind. Beim Funktionieren springt der Funke an der unteren, engsten Stelle über. Durch den überspringenden Funken wird die Bildung eines Lichtbogens eingeleitet, der von dem nachfolgenden Maschinenstrom gespeist wird. Infolge des durch die Wärme des Lichtbogens auftretenden Luftzuges und durch elektrodynamische Wirkungen wird jedoch der Lichtbogen nach oben geblasen und durch die eigenartige Form des Hörnerblitzableiters immer weiter auseinander gezogen bis er schliesslich abreisst.

Abb. 397. Hörnerblitzableiter.



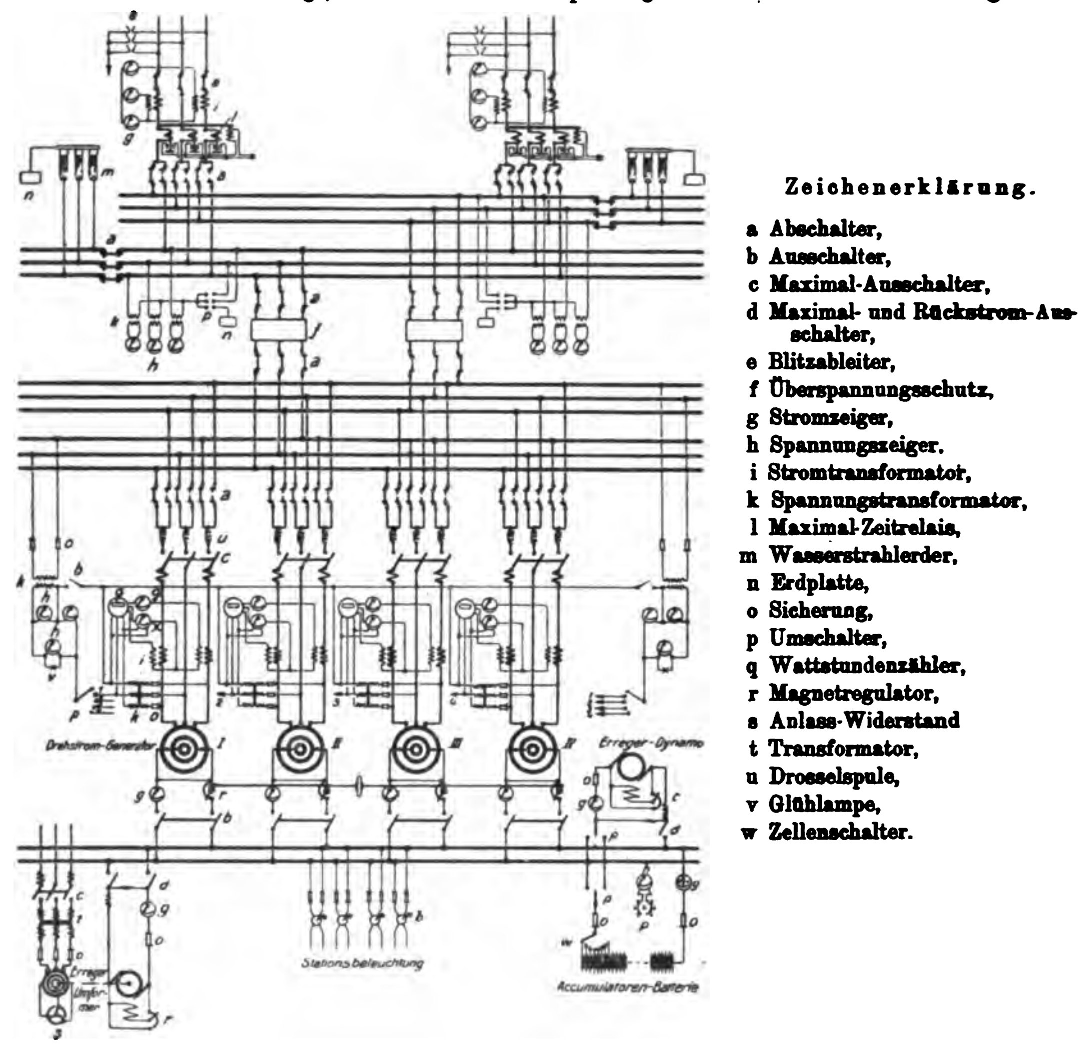
Es ist ohne weiteres einzusehen, dass der untere Abstand der beiden Hörner von erheblichem Einfluss auf die Höhe der Überschlagspannung sein wird; man wird daher die Hörner um so näher aneinander bringen müssen, je niedriger die Betriebsspannung liegt, damit die Blitzableiter bereits bei einer Spannung ansprechen, bei der die Betriebsmittel noch nicht gefährdet sind Andererseits ist die Konstruktion der Hörnerblitzableiter derart, dass man die Hörner nicht gar zu eng einstellen darf, da sonst durch zwischen die Hörner fallende Staubteilchen, Insekten etc. ein unbeabsichtigtes Ansprechen der Blitzableiter zu befürchten ist. Aus diesen beiden sich entgegenstehenden Forderungen ergibt sich, dass ein normaler Hörnerblitzableiter für niedrige Spannungen (unter 3000 Volt) nicht mehr gut verwendbar sein wird. Man hat daher andere Mittel ersonnen und dieselben in Form der sogen. Blitzrelais [18]) und Blitzableiter mit Erregerfunkenstrecke gefunden. Alle diese Vorrichtungen besitzen eine Hilfsfunkenstrecke, welche schon bei ganz geringen Überspannungen anspricht und hierdurch entweder selbst wieder eine Überspannung hervorruft, welche die Hauptfunkenstrecke zum Funktionieren bringt, oder aber den Luftzwischenraum zwischen den Hörnern durch Strahlung leitend macht und auf diese Art den Überspannungsausgleich einleitet.

Bei allen diesen Vorrichtungen mit Hilfsfunkenstrecke ist sorgfältig zu prüfen, ob etwa ein sog. Entladeverzug vorhanden ist, d. h. ob zwischen dem Ansprechen der Hilfs- und dem der Hauptfunkenstrecke eine irgendwie messbare Zeit verstreicht. Es ist von grosser Wichtigkeit, dass der Entladeverzug so kurz als möglich ist, da im anderen Falle sich die Überspannungen bereits an irgend einer anderen Stelle der Anlage ausgeglichen haben können, bevor die Hauptfunkenstrecke zum Funktionieren kommt. Hierdurch würde natürlich die Wirkung der Überspannungssicherung durchaus illusorisch gemacht werden.

[18]) E.-T. Z. v. 1905 S. 485.

Schon beim Entwurf des Schaltungsschemas ist darauf Bedacht zu nehmen, dass die Übersichtlichkeit der Anlage nicht von vornherein durch Verwendung all zu vieler Apparate beeinträchtigt wird. Ein Schaltungsschema, welches allen Bedürfnissen einer normalen Anlage, bei welcher die Hochspannung direkt in den Maschinen erzeugt wird, gerecht wird, ist in Abb. 389 gegeben.

Abb. 389.
Schaltschema für eine Anlage, bei welcher die Hochspannung direkt in den Maschinen erzeugt wird.



Jeder Generator erhält an Messinstrumenten Stromzeiger, Leistungszeiger und Zähler, welche an die Sekundärklemmen von Messtransformatoren angeschlossen werden.

Die Abschalter, welche jeder Generator erhält, dienen dazu, den gesamten zu einer Maschine gehörigen Apparatensatz von den Sammelschienen abtrennen und hierdurch spannungslos machen zu können, damit etwaige Reparaturen und Besichtigungen gefahrlos ausgeführt werden können.

Die Erregung der Generatoren wird im vorliegenden Falle durch eine Zentral-Erregeranlage bewirkt. Als Stromerzeuger für den Erregerstrom dient eine von einer besonderen Turbine angetrieben gedachte Erregerdynamo und als Reserve hierfür ein Drehstrom-Gleichstrom-Umformer. Ferner ist eine kleine Akkumulatorenbatterie für den Notfall vorgesehen.

Die Beleuchtung des Kraftwerkes und der Strom für etwaige Hilfsmotoren in der Werkstatt etc. soll ebenfalls von den Erregersammelschienen abgenommen werden.

Die Regelung der Spannung der Drehstromgeneratoren erfolgt mittelst der Magnetregulatoren, deren Wellen man zweckmässig miteinander mechanisch kuppelt, sodass die Verstellung sämtlicher Regulatoren mittelst eines Handrades vorgenommen werden kann. Die Kupplung ist lösbar einzurichten, damit man auch, falls erforderlich, jeden Generator für sich regulieren kann. Die Stärke des Erregerstromes wird durch ein im Erregerstromkreise liegendes Amperemeter gemessen. Den zweipoligen Ausschaltern, welche im Erregerstromkreise vorgesehen sind, gibt man am besten eine Verriegelung, da ein Ausschalten unter Strom mit grosser Wahrscheinlichkeit einen Defekt des Generators zur Folge haben würde; man kann diese Schalter jedoch nicht gut entbehren, da es doch erwünscht ist, den Erregerstromkreis einmal spannungslos machen zu können.

Jeder Generator lässt sich, wie aus dem Schema ersichtlich, auf zwei, voneinander völlig unabhängige Sammelschienensysteme umschalten. Diese Anordnung ermöglicht es, ein Sammelschienensystem ganz aus dem Betriebe zu nehmen, um dasselbe reinigen oder andere Arbeiten an ihm vornehmen zu können.

Aus dem gleichen Grunde sind auch für die Verteilung zwei Sammelschienensysteme vorgesehen worden; auch gibt die Anordnung der doppelten Schienensysteme die Möglichkeit, den Licht- vom Kraftbetriebe völlig zu trennen, was u. U. erwünscht sein kann.

In die Verbindungsleitungen zwischen den Generator- und Verteilungssammelschienen können etwa gewünschte Zähler für den Gesamtstrom sowie Blitzschutzapparate eingebaut werden, sofern die übrigen in dem Schema angedeuteten Blitzschutzapparate (Hörnerblitzableiter, Wasserstrahlerder, Drosselspulen) noch keinen ausreichenden Schutz geben sollten. Auf die Frage des Blitz- und Überspannungsschutzes soll weiter unten näher eingegangen werden.

Die von den Verteilungssammelschienen ausgehenden Leitungen erhalten je drei an Stromtransformatoren angeschlossene Amperemeter, zwei Satz Abschalter und einen Maximal-Ölausschalter, dessen Betätigung durch drei Maximal-Zeitrelais erfolgt.

Die Spannung der Zentrale wird durch drei Spannungszeiger gemessen, welche an den Sekundärklemmen dreier Messtransformatoren liegen. Mit Hilfe des zweipoligen Umschalters, der für die volle Betriebsspannung ausreichen muss, kann man drei verschiedene Schaltungen vornehmen: sind die beiden obersten Kontakte verbunden, so kann man die Spannung zwischen der unteren und mittleren, sowie zwischen der oberen und mittleren Sammelschiene messen: sind die beiden Mittelkontakte verbunden, so ist eine Spannungsmessung zwischen der obersten Schiene einerseits und der mittleren bezw. unteren andererseits möglich; sind schliesslich die untersten beiden Umschalterkontakte miteinander verbunden, so wird die Spannung aller drei Phasen gegen Erde gemessen. Man kann mit Hilfe dieser letzten Schaltung also jederzeit während des Betriebes feststellen, ob ein Isolationsfehler vorhanden ist, da die Verschlechterung der Isolation eines Drahtes gegen Erde auch sofort ein Sinken seiner Spannung gegen Erde zur Folge hat.

In Abb. 390 ist ein Schema für eine Anlage mit Transformatoren gegeben. Die allgemeine Anordnung ist gegenüber Abb. 389 etwas vereinfacht, indem auf die Verwendung doppelter Sammelschienensysteme verzichtet ist. Hingegen sind die Sammelschienen als Ringleitung ausgebildet und es ist durch die in diese eingebauten Abschalter erreicht, dass man einzelne Stücke des Schienensystems spannungslos machen kann, allerdings nicht, ohne gleichzeitig einen Maschinensatz bezw. eine Fernleitung aus dem Betriebe zu nehmen. Dies ist für viele Fälle aber zulässig, da fast stets sowohl für die Generatoren als auch für die Fernleitungen Reserve vorhanden ist.

Die Apparate für die Fernleitungen sind genau so geblieben, wie in Abb. 389. Der Hauptunterschied gegenüber dem Schema Abb. 389 besteht darin, dass jetzt die von den Generatoren erzeugte Spannung nicht direkt zur Übertragung benutzt wird, sondern dass die Generatorenspannung vermittelst der Transformatoren erhöht wird. Hierdurch kompliziert sich natürlich das Schaltungsschema etwas, doch ist diese Komplikation, wie ein Vergleich der Abb. 389 und 390 zeigt, unerheblich, sobald man jeden Transformator mit dem zugehörigen Generator als einen Maschinensatz betrachtet und zwischen beiden weder Schalter und Sicherungen noch Sammelschienen anordnet.

In sehr vielen Fällen wird es möglich sein, diese Schaltung anzuwenden und man sollte ihr, wo immer angängig, den Vorzug geben, da sie an Einfachheit und Übersichtlichkeit kaum übertroffen werden kann. Manchmal ist es aber erwünscht, einen Teil der von den Generatoren erzeugten Energie mit niederer Spannung abzugeben — beispielsweise an Fabriken, die sich in der Nähe der Kraftzentrale angesiedelt haben — während der Rest der Energie mit hoher Spannung auf eine grössere Entfernung

Ausser diesen Einrichtungen müssen manche Werke noch Laboratorien z. B. für Lichtmessung und Eichung der Konsumentenzähler erhalten. Hierauf näher einzugehen, würde zu weit führen.

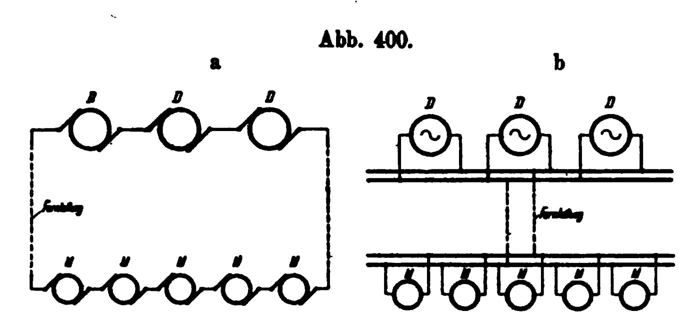
Schliesslich soll noch der elektrische Wasserstandsanzeiger erwähnt werden, welcher für solche Werke von Wert ist, bei denen eine Aufspeicherung des Wassers in einem Staubecken stattfindet.

8. Wahl des Systems, Hauptgesichtspunkte. Die Wahl des Stromsystems ist in der Hauptsache abhängig von der Grösse der zu übertragenden Energiemenge, der Entfernung und der Art der Verwendung des Stromes.

Wenn man den Gleichstrom zunächst ausscheidet, welcher für Kraftübertragungszwecke auf grosse Entfernungen bis jetzt verhältnismässig selten Verwendung gefunden hat, so haben wir zunächst hauptsächlich die Vorzüge und Nachteile des ein- und mehrphasigen Wechselstromes gegeneinander abzuwägen.

Bei gleicher Betriebsspannung und gleichem Verlust ist der Aufwand an Leitungsmaterial beim Drehstrom, trotz der Verwendung von drei Drähten gegenüber zwei beim Einphasenstrom, erheblich geringer als bei letzterem. Ferner ist der Einphasenmotor, obschon in den letzten Jahren einige in manchen Fällen als brauchbare Konstruktionen auf den Markt gekommen sind, doch nicht für alle Zwecke so gut durchgebildet wie der Drehstrommotor.

Abb. 400.



Man wird also vorläufig in allen den Fällen, in welchen auf Anschluss von Motoren gerechnet wird — und das ist der bei weitem am häufigsten vorkommende Fall — auf die Verwendung von Mehrphasenströmen angewiesen sein. Unter diesen hat sich nun der Drehstrom eine vorherrschende Stellung errungen, weil die Drehstrommotoren allen Anforderungen der Praxis in bezug auf Betriebssicherheit, Einfachheit der Bedienung, Wirkungsgrad, Anlaufmoment und Billigkeit in hohem Masse entsprechen.

Bezüglich des Gleichstromsystems für Kraftübertragungen auf grosse Entfernungen soll nicht unerwähnt bleiben, dass immerhin eine Reihe von Anlagen ausgeführt worden ist, in denen hochgespannter Gleichstrom Verwendung gefunden hat. Die bekannteste dieser Hochspannungs-Gleichstromanlagen ist die Kraftübertragung St. Maurice-Lausanne, bei welcher Strom auf 65 km Entfernung mit einer Spannung von 25000 Volt übertragen wird (Kap. II, § 16, S. 460).

Der wesentlichste Unterschied zwischen diesem Gleichstromsystem und den Wechselstromsystemen besteht darin, dass bei ersterem sämtliche Maschinen — und zwar sowohl die Stromerzeuger als auch die stromaufnehmenden — in Serie geschaltet werden müssen, wie Abb. 400a andeutet, während im Gegensatz hierzu bei den Wechselstrom-Anlagen Parallelschaltung stattfindet (vergl Abb. 400b). Beim Gleichstromsystem (Abb. 400a) durchfliesst also der gleiche Strom sämtliche im Betriebe befindlichen Generatoren und Motoren, während bei der in Abb. 400b schematisch dargestellten Wechselstromanlage die Stromerzeuger D Teilströme liefern, welche sich addieren und deren Summe durch die Fernleitung nach den Verbrauchsstellen übertragen wird, wo sich der Gesamtstrom wieder

auf die angeschlossenen Verbrauchsapparate, welche durch die Motoren M angedeutet sind, verteilt.

Man wird nun zunächst die Frage aufwerfen: Warum wendet man beim Gleichstrom die Serienschaltung von Stromerzeugern und Stromverbrauchern an und warum verwendet man nicht wie bei den Wechselstromsystemen Parallelschaltung? Hierauf wäre zu erwidern, dass der Grund hierfür in der Schwierigkeit liegt, Gleichstrommaschinen über etwa 4000 Volt hinaus betriebssicher zu bauen. Wenn man also höhere Gleichstromspannungen anwenden will, so ist man gezwungen, Stromerzeuger und Stromverbraucher in Serie zu schalten.

Wenn das Gleichstromsystem, das dem Drehstromsystem gegenüber in bezug auf Ersparnis an Leitungskupfer ganz wesentlich überlegen ist und dessen einfache Schaltung (s. Taf. LXXX, Fig. 1) auf den ersten Blick bestechend erscheinen könnte, keine grössere Verbreitung gefunden hat, so liegt dies wohl in der Hauptsache daran, dass man gezwungen ist, den hochgespannten Gleichstrom mittelst rotierender, der Aufsicht und Wartung bedürfender Umformer auf eine passende Verbrauchsspannung umzuformen, während man bei den Wechselstromanlagen in den Transformatoren einen Apparat zur Herabsetzung der Spannung besitzt, der kaum einer Wartung bedarf. Dieser Übelstand der Gleichstromübertragung wird sich vor allem dort bemerkbar machen, wo es sich darum handelt, die im Kraftwerk erzeugte Energie an eine grosse Anzahl kleiner, weit voneinander entfernter Konsumenten abzugeben.

Ein weiterer Nachteil besteht darin, dass die Leitungsverluste unabhängig von der Belastung konstant bleiben, da im Gegensatz zu den Parallelschaltungssystemen mit konstantem Strom und variabler Spannung gearbeitet wird. Dies wird überall dort berücksichtigt werden müssen, wo es sich um eine Aufspeicherung des Wassers handelt, man also eine möglichst wirtschaftliche Ausnutzung aller Zuflüsse zu erzielen wünscht.

Ferner verlangt das Reihenschaltungssystem eine Regulierung in viel weiteren Grenzen als die Parallelschaltungssysteme. Dies wird klar, wenn man bedenkt, dass die Spannung bei dem Seriensystem prozentual um denselben Betrag variiert werden muss, um welchen sich die Belastung ändert, während bei den Parallelschaltungssystemen die Spannung nur um soviel geändert zu werden braucht, wie der schon an sich im Verhältnis zur Stromerzeugerspannung geringe Spannungsverlust in den Leitungen bei schwankender Belastung zu- oder abnimmt.

Schliesslich sei noch darauf hingewiesen, dass zur Erzeugung hoher Gleichstromspannungen, wie sie bei Kraftübertragungen verlangt werden, stets mehrere — bei der Übertragung St. Maurice-Lausanne z. B. 10 — Dynamomaschinen in Serie geschaltet werden müssen, da es, wie schon erwähnt, nicht möglich ist, einwandfrei arbeitende Kommutatoren für so hohe Spannungen zu bauen. Durch die Notwendigkeit der Anwendung vieler, verhältnismässig kleiner Maschinensätze wird natürlich der gute Wirkungsgrad der Anlage beeinträchtigt, abgesehen davon, dass die Wartung der zahlreichen Kommutatoren die grösste Aufmerksamkeit des Bedienungspersonals voraussetzt.

Bei oberflächlicher Betrachtung könnte man vielleicht sagen, dass das Gleichstrom-Seriensystem die Aufspeicherung der elektrischen Energie mit Hilfe von Akkumulatoren erlaubt, und man könnte hierin einen Vorzug vor den Wechselstromsystemen erblicken. Dies wäre jedoch ein Trugschluss, denn man erhielte, wollte man mit dem hochgespannten Gleichstrom direkt Akkumulatoren laden, Batterien von derartig grosser Zellenzahl, dass deren Beaufsichtigung und Bedienung eine technische Unmöglichkeit wäre. Man müsste also auch beim Gleichstromsystem den hochgespannten Strom erst

mit Hilfe rotierender Umformer auf eine niedrige Spannung bringen, dieselbe Operation, die man auch bei den Wechselstromsystemen anwenden könnte.

a) Gleichstromsysteme. Das Gleichstrom-Parallelschaltungssystem, welches wir im folgenden kurz als Gleichstromsystem bezeichnen wollen, eignet sich nur für die Übertragung auf kurze Strecken bis zu etwa 3 km. Es wird also nur dort in Betracht kommen, wo Wasserkräfte in geringer Entfernung von der Verbrauchsstelle liegen, ein Fall, der verhältnismässig selten ist.

Wenn man auch in der Lage ist, Gleichstrommaschinen bis zu etwa 4000 Volt zu bauen, wird man durch mancherlei Gründe dennoch gezwungen, mit der Spannung für Verteilungsanlagen nicht über 500 Volt hinauszugehen. In erster Linie spielt hierbei die Gefahr eine Rolle, die ein hochgespannter Strom mit sich bringt und die ihn zur direkten Verteilung ungeeignet macht. Ferner erlaubt der heutige Stand der Glühlampentechnik nicht die Verwendung höherer Spannungen; auch für Bogenlampen ist eine noch höhere Spannung nicht empfehlenswert, da man hierdurch gezwungen wäre, eine grössere Anzahl von Lampen in Serie zu schalten, was mit Rücksicht auf die daraus entstehende Abhängigkeit der Lampen eines Stromkreises voneinander nicht erwünscht ist.

Abb. 401.

Selbst die Anwendung einer Spannung von 500 Volt ist aber für alle Anlagen mit Glühlichtanschluss nur durch einen Kunstgriff ermöglicht worden, welcher darin besteht, dass man die Anlage zu einer sog. Dreileiteranlage ausbildet. Das Wesen des Dreileitersystems wird am besten erläutert durch die Betrachtung einer Dreileiterzentrale in ihrer ursprünglichen vom Erfinder, dem Engländer Hopkinson, zur Ausführung gebrachten Form[19]). Hopkinson verband zwei Zweileiteranlagen derart, dass er den positiven Leiter des einen Systems mit dem negativen des anderen zusammenlegte. Wie aus Abb. 401 ohne weiteres ersichtlich ist, wird bei gleicher Belastung der beiden Systeme in diesem gemeinschaftlichen sogenannten Mittelleiter kein Strom und bei ungleicher Belastung nur die Differenz der Aussenleiterströme fliessen. Wenn man also danach strebt, die Netzbelastung möglichst gleichmässig auf die beiden Netzhälften zu verteilen, wird im Mittelleiter nie ein grosser Strom entstehen und daher für den Mittelleiter nur ein geringer Kupferaufwand erforderlich sein.

In der Praxis wird der Querschnitt des Mittelleiters gewöhnlich halb so stark gewählt wie jeder Aussenleiterquerschnitt.

Der Hauptvorteil des Systems besteht darin, dass die Lampen mit der halben Aussenleiterspannung gebrannt werden können, während der Kupferverbrauch nur wenig grösser ist, als er bei einer Zweileiteranlage mit einer Spannung gleich der Aussenleiterspannung des Dreileitersystems sein würde. In dieser Weise ist es möglich geworden, trotzdem man heute noch keine Glühlampen für über 250 Volt praktisch verwendbar herstellt, Gleichstromanlagen mit einer Verteilungsspannung bis zu 500 Volt zu bauen.

Der Mittelleiter der Dreileiteranlagen wird in den weitaus meisten Fällen geerdet und bei unterirdischer Verlegung des Leitungsnetzes als blanker, nicht isolierter Draht in die Erde gelegt. Der Mittelleiter erhält hierdurch Erdpotential d. h. das

---

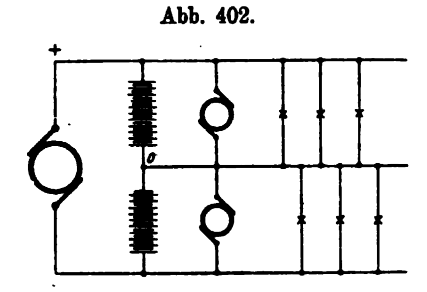
[19]) Die erste Dreileiteranlage in Deutschland wurde im Jahre 1885 in Berlin erbaut.

Potential Null, während das jedes Aussenleiters gegen Erde nicht mehr als die halbe Betriebsspannung betragen kann. Für die Bemessung der Isolation der Anlage und für die Gefahrlosigkeit ist dieser Faktor von grosser Wichtigkeit.

An Stelle der oben beschriebenen ursprünglichen Spannungsteilung durch zwei Maschinen wird diese in neuerer Zeit meist durch eine Akkumulatorenbatterie oder mit Hilfe eines sog. Ausgleichsaggregates bewirkt, das aus zwei miteinander gekuppelten in Serie geschalteten Maschinen besteht[20] (s. Abb. 402). In vielen Fällen werden auch die Batterie und ein Ausgleichsaggregat gleichzeitig zur Spannungsteilung benutzt, wie Abb. 402 zeigt; auch sind Dynamos konstruiert worden, welche selbsttätig die Spannungsteilung bewirken.

Das Dreileitersystem mit 2 × 250 Volt oder das häufiger verwendete mit 2 × 220 Volt Konsumspannung besitzt den grossen Vorteil, dass eine Kombination einer Lichtanlage mit einer Strassenbahnanlage sehr leicht möglich ist, da man die gleichen Dynamos entweder auf Licht oder auf die Bahnanlage schalten kann, welche fast durchweg mit ca. 500 Volt betrieben wird.

Abb. 402.



Man sollte, wo immer angängig, dem Gleichstromsystem in allen Fällen, in denen es sich nicht um reine Kraftübertragungen handelt vor dem Wechselstrom den Vorzug geben, wenn die Entfernung die Anwendung von Gleichstrom erlaubt. Es sprechen hierfür verschiedene Gründe, von denen wir als die hauptsächlichsten die Möglichkeit der Energie-Aufspeicherung in Akkumulatoren und die Überlegenheit der normalen Gleichstrombogenlampen über gewöhnliche Wechselstromlampen hervorheben wollen.

Schliesslich wollen wir nicht unerwähnt lassen, dass man die Spannung einer Gleichstromanlage nicht unnötig hoch wählen sollte. Die Glühlampen für die niedrigen Spannungen brennen nämlich nicht unerheblich ökonomischer, als die hochvoltigen Lampen und ausserdem gestatten die niedrigen Spannungen bis 2 × 120 Volt die Verwendung der modernen Metallfadenglühlampen auch solcher von nicht all zu hoher Kerzenstärke in Einzelschaltung, die mit ihrem geringen Stromverbrauch (1—1,5 Watt pro NK) trotz der heute noch verhältnismässig hohen Anschaffungskosten bei den üblichen Strompreisen den Kohlefadenlampen bezüglich der Ökonomie überlegen sind. Man könnte wohl glauben, dass der geringe Stromverbrauch dieser Lampen einen ungünstigen Einfluss auf den Absatz der Energie haben wird, doch sprechen die in der Gastechnik bei der Einführung des Gasglühlichtes gemachten Erfahrungen gegen eine solche Annahme.

Die Gleichstrom-Serienanlagen sind schon im Eingang dieses Abschnittes ausführlicher behandelt worden. Es sei hier nur noch einmal hervorgehoben, dass man dies System nur dort mit Vorteil wird anwenden können, wo es sich um eine Übertragung einer grossen Energiemenge von einem Kraftwerk nach einer einzigen oder einigen wenigen Verbrauchsstellen handelt, wobei die Belastung möglichst konstant sein muss, vor allem aber keine plötzlichen Schwankungen aufweisen darf.

Für alle anderen Fälle wird man die Wechselstromsysteme vorzuziehen haben, welche sich für Übertragungen unbegrenzt grosser Energiemengen auf Entfernungen eignen,

---

[20]) Von diesen läuft die eine als Dynamo und wird von der anderen, als Motor laufenden angetrieben. Als Dynamo läuft stets die in die stärker belastete Netzhälfte geschaltete Maschine. Es findet gewissermassen ein Hinüberpumpen von Energie aus der schwächer belasteten in die stärker belastete Netzhälfte statt.

welche heute schon ca. 400 km betragen und mit fortschreitender Entwickelung der Technik sicher noch erheblich wachsen werden.

b) Wechselstromsysteme. Das Einphasensystem kommt aus den schon früher genannten Gründen für Kraftübertragungen wenig in Betracht. Eine Ausnahme hiervon bilden neuerdings die Bahnanlagen und hier scheint sich dem Einphasenstrom ein sehr grosses Anwendungsgebiet erschliessen zu sollen, weil die Frage der Stromzuführung zum Wagen hier eine ausschlaggebende Rolle spielt. Man müsste nämlich bei Mehrphasenbahnen mindestens zwei Fahrleitungen verwenden mit den Schienen als Rückleitung, während der Einphasenstrom die Anwendung nur einer Leitung gestattet, wobei die Rückleitung ebenfalls durch die Schienen gebildet wird. Der wesentliche Vorteil, der hierin liegt, hat Anlass dazu gegeben, dem Einphasenmotor, den man eine geraume Zeit lang als nicht entwickelungsfähig betrachtete, erneutes Interesse zuzuwenden, und es sind in den letzten Jahren auch einige für Bahnzwecke sehr brauchbare Konstruktionen von Einphasen-Kollektormotoren auf den Markt gekommen.

Für andere als Traktionszwecke eignen sich die Einphasen-Kollektormotoren, die übrigens im Verhältnis zu Drehstrommotoren ziemlich teuer sind, nur ausnahmsweise, da sie die Eigenschaften der Gleichstromserienmotoren besitzen, also bei Entlastung durchgehen. Es ist mithin die Kombination einer Einphasenbahnzentrale mit einer Licht- und Kraftzentrale etwas erschwert. Man kann sich aber hier helfen, da es möglich ist, die Drehstromdynamos der Licht- und Kraftanlage auch für den Bahnbetrieb als Einphasengeneratoren allerdings nur mit etwa ²/₃ ihrer Drehstromleistung zu benutzen, wenn von vornherein beim Bau der Generatoren hierauf Rücksicht genommen wird.

Bei grösseren Bahnanlagen wird übrigens die Energie in Form von Drehstrom erzeugt und nach der Verwendungsstelle übertragen, da das Drehstromsystem eine bessere Materialausnutzung der Maschinen und ökonomischere Übertragung gestattet, als das Einphasensystem. An der Verwendungsstelle, d. h. in dem in nächster Nähe der Bahnstrecke gelegenen Transformatorenstellen wird der Drehstrom durch eine besondere Transformatoren-Schaltung[21]) in Zweiphasenstrom umgeformt. Die auf der einen Seite liegende Bahnstrecke wird dann aus der einen Phase, die auf der anderen Seite liegende Strecke aus der zweiten Phase des Zweiphasensystems gespeist.

Als Normalsystem für alle Kraftübertragungen im eigentlichen Sinne hat sich das Drehstromsystem herausgebildet, wie wir schon oben erwähnten.

Wir wollen hier einschalten, dass eine Zeit lang von einzelnen Firmen das Zweiphasensystem, d. h. das System zweier um 90° in der Phase gegeneinander verschobenen Wechselströme bevorzugt worden ist. Man kann hier zwei Ausführungen unterscheiden. Zunächst das System mit zwei vollständig voneinander getrennten Phasen, also mit vier Leitungen und zweitens das System mit gemeinsamer Rückleitung für beide Phasen, also mit drei Leitungen. Der Vorteil des letzteren vor dem ersten besteht in der geringeren Anzahl der Leitungen und in einer Kupferersparnis, da sich die beiden in der Rückleitung zusammenfliessenden Ströme geometrisch zu einer Resultierenden von der 1,4fachen Grösse der Aussenleiterstromstärke addieren, sodass der Kupferquerschnitt der gemeinsamen Rückleitung bei gleichem Verlust nur das 0,7fache der Summe der Kupferquerschnitte der getrennten Rückleitungen zu betragen braucht.

---

[21]) Scottsche Schaltung, s. Uppenborn, Kalender für Elektrotechniker.

Der Nachteil des Zweiphasenstromes gegenüber dem Drehstrom liegt abgesehen von dem grösseren Kupferaufwand hauptsächlich in der Unvollkommenheit der Zweiphasenmotoren, die sich bezüglich Ausnutzung des Materials und Anpassung an den Betrieb mit den Drehstrommotoren nicht messen können.

Das Drehstromsystem hat sich seine dominierende Stellung dadurch erworben, dass es, obschon es dem Gleichstromsystem in bezug auf seine Eignung für die verschiedenen Verwendungszwecke nicht ganz ebenbürtig ist und namentlich den Vorteil der Energieaufspeicherung in Akkumulatoren vermissen lässt, für unmittelbare Lichtverteilung durchaus geeignet ist und man sogar die Drehstrommotoren in vielen Fällen den Gleichstrommotoren vorziehen wird, während das Drehstromsystem andererseits den allen Wechselstromsystemen eigenen Vorteil der leichten Überwindung grosser Entfernungen besitzt, ohne dass ihm die dem Ein- oder Zweiphasensystem anhaftenden Mängel nachgesagt werden könnten.

Es soll an dieser Stelle noch des Drehstrom-Vierleitersystems Erwähnung getan werden, welches sich in neuester Zeit vielfach Eingang verschafft hat und welches speziell für Niederspannungsverteilungsnetze viele Vorteile bietet. Die Abweichung gegen das gewöhnliche Drehstrom-Dreileitersystem besteht darin, dass noch ein vierter Leiter an den Nullpunkt der sekundär in Stern geschalteten Sekundärtransformatoren angeschlossen wird. Man hat dann im gesamten Verteilungsnetz zwei Spannungen zur Verfügung, nämlich die eines Aussenleiters gegen den Null-Leiter und die zweier Aussenleiter gegeneinander; letztere ist $\sqrt{3}$ mal so gross als die erste. Nimmt man beispielsweise die Spannung zwischen Aussenleiter und Null-Leiter zu 120 Volt an, so ist die Aussenleiterspannung ca. 208 Volt. Man hat also für die an das Netz angeschlossenen Lampen eine Spannung von 120 Volt zur Verfügung und kann alle sich aus dieser niedrigen Lampenspannung für die Konsumenten ergebenden Vorteile ausnützen, während die Querschnitte der Aussenleiter entsprechend der höheren Aussenleiterspannung wesentlich kleiner gehalten werden können, als bei einem Drehstrom-Dreileiternetz mit 120 Volt Spannung. Die im Netz befindlichen Motoren werden meist an die Aussenleiter angeschlossen. Das Prinzip dieses Systems ist das gleiche, wie das der Gleichstrom-Dreileiteranlagen; bei vollkommen symmetrischer Verteilung der Belastung führt auch hier der Mittelleiter keinen Strom.

Um Induktionswirkungen zwischen den Leitern der Kabel und der Eisenarmatur, sowie Störungen in den häufig mit Erdrückleitung arbeitenden Telephonnetzen zu vermeiden, verlegt man bei Drehstrom-Vierleiter-Kabelnetzen sogen. $3^1/_2$ fach Kabel d. h. solche, in denen die drei Aussenleiter enthalten sind und ausserdem der vierte Leiter, dessen Querschnitt meist etwas geringer genommen wird als derjenige eines Aussenleiters.

Der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, dass es nicht notwendig ist, den Null-Leiter bis zum Kraftwerk zurückzuführen. Es genügt vielmehr, wenn derselbe bis zur Sekundärseite der Sekundärtransformatoren geführt und die Hochspannungsseite der Anlage wie bei gewöhnlichen Drehstrom-Dreileitersystemen ausgeführt wird. Bedingung ist jedoch, dass die Hochspannungsseite der Sekundärtransformatoren Dreieckschaltung erhält, da sonst bei sekundär verschieden belasteten Phasen auf der Hochspannungsseite Belastungsunterschiede von unzulässiger Höhe auftreten können.

c) Wahl der Spannung. Es bleibt schliesslich noch zu erörtern übrig, welche Spannung man bei gegebener Leistung und Entfernung in jedem Falle am zweckmässigsten anwendet. Im allgemeinen wird man sagen können, dass unter bestimmten Verhältnissen jeweils die Betriebsspannung angewendet werden muss, bei welcher die Summe

der jährlichen Ausgaben, welche sich aus den direkten Betriebskosten und den Ausgaben für Verzinsung und Amortisation des Anlagekapitals zusammensetzen, ein Minimum wird. Es können jedoch auch spezielle Verhältnisse vorliegen, die ein Abweichen von dieser Regel erfordern. So könnte beispielsweise bei Anlagen mit beschränkten Wassermengen ein möglichst hoher Gesamtwirkungsgrad der Anlage zweckmässig erscheinen und man könnte vielleicht durch eine reichliche Dimensionierung der Fernleitung auf der Sekundärseite ein Mehr an Energie gewinnen und durch dessen Verkauf die Mehrausgaben für Verzinsung und Amortisation reichlich aufwiegen.

Ist es mithin nach dem oben Gesagten nicht möglich, eine für alle Fälle zutreffende Regel über die Höhe der jeweils zu wählenden Spannung zu geben, so soll doch erwähnt werden, dass man in normalen Fällen den Energieverlust in den Fernleitungen nicht gern höher als 10 % wählt, bei sehr langen Übertragungen geht man wohl bis zu 20 %.

Es sei noch hinzugefügt, dass man Spannungen bis zu etwa 80000 Volt technisch bereits beherrscht.

Wegen der bei den in Kap. II beschriebenen Anlagen verwendeten Stromsysteme und Spannungen sei auf Tab. II, S. 1003 verwiesen.

9. Leitungsberechnung. Für die Berechnung der Leitungen sind folgende drei Punkte massgebend:

a) Spannungsabfall,
b) Energieverlust,
c) Feuersicherheit.

a) Spannungsabfall. α) Gleichstrom. Das Ohmsche Gesetz lautet, wie schon angegeben, für Gleichstrom:

$$\text{Stromstärke} = \frac{\text{Spannung}}{\text{Widerstand}} \text{ oder } i = \frac{e}{w}.$$

Diese Formel dient zur Berechnung der in einem Stromkreise vom Widerstande w Ω durch die Spannungen von e Volt hervorgerufenen Stromstärke in Ampere. Umgekehrt ist die durch den Widerstand im Stromkreise vernichtete Spannung, der Spannungsabfall, den man etwa mit dem Druckverlust in einer Wasserleitung vergleichen könnte, gleich dem Produkt aus Stromstärke und Widerstand, also

$$e_v = i \cdot w. \tag{1}$$

Fliesst z. B. in einem Stromkreise von dem Widerstande 3 Ω ein Strom von 15 Ampere und beträgt die Spannung am Stromerzeuger 500 Volt, so wird der Spannungsverlust in der Leitung $3 \times 15 = 45$ Volt betragen, so dass am Ende der Leitung eine Spannung $500 - 45 = 455$ Volt herrscht.

Hiermit ist das Problem der Leitungsberechnung für Gleichstrom im Prinzip gelöst, da der elektrische Widerstand der verschiedenen Materialien genau bekannt ist. Das für unsere Zwecke fast ausschliesslich in Betracht kommende Kupfer hat einen spez. Widerstand von 17,5 Ω, d. h. 1 km Kupferleitung von 1 qmm Querschnitt hat einen Widerstand von 17,5 Ω. Der reziproke Wert des sogenannten Widerstandes — spezifische Leitfähigkeit genannt — wird gleichfalls häufig in Leitungsberechnungen eingeführt; er beträgt für Kupfer pro m und qmm $\frac{1000}{17{,}5} = \frac{1}{0{,}0175} = \sim 57$, eine Zahl, der man sehr häufig begegnet. Da man sich jeden Leiter aus mehreren von 1 qmm Querschnitt zusammengesetzt denken kann, ist ohne weiteres klar, dass der Widerstand umgekehrt proportional dem Leiterquerschnitt sein wird, für je 1000 m Leitung also der Widerstand

$$\frac{\text{spez. Widerstand}}{\text{Querschnitt in qmm}}$$

betragen wird, während umgekehrt die Leitfähigkeit eines Drahtes von 1000 m Länge gleich

$$\text{spez. Leitfähigkeit} \times \text{Querschnitt in qmm}$$

sein wird.

Ein Beispiel möge das Vorhergesagte erläutern. Von einem Elektrizitätswerk aus sollen 300 16kerzige Kohlenfaden-Glühlampen in einer Entfernung von 500 m gespeist werden. Die Spannung der Zentrale beträgt 250 Volt, an den Lampen soll eine Spannung von 220 Volt herrschen, d. h. in der Leitung soll ein Spannungsverlust von 30 Volt zugelassen werden. Welchen Leitungsquerschnitt muss man wählen?

Die von den 300 Lampen zusammen gebrauchte Energie beträgt, da jede Lampe etwa 60 Watt verbraucht, $60 \times 300 = 18000$ Watt, die Stromstärke beträgt demnach $\frac{18000}{220} = 82$ Ampere. Die Gesamtlänge der Leitung — Hin- und Rückleitung zusammengenommen — ist $2 \times 500 = 1000$ m $= 1,0$ km, sodass der Widerstand für einen Querschnitt $q = \frac{1,0 \times 17,5}{q}\ \Omega$ beträgt. Da wie oben gesagt der Spannungsabfall 30 Volt sein soll, ergibt sich nach Gleichung 1:

$$30 = 82 \,.\, \frac{1,0 \,.\, 17,5}{q}$$

$$q = \frac{82 \,.\, 1,0 \,.\, 17,5}{30} = \backsim 48 \text{ qmm.}$$

Man müsste also einen Querschnitt von 48 qmm wählen. In Wirklichkeit nimmt man jedoch den diesem zunächst liegenden sogenannten verbandsmässigen Querschnitt, d. h. einen der Querschnitte, die vom Verband deutscher Elektrotechniker als Normalquerschnitte festgelegt sind. In unserem Falle wäre dies der Querschnitt von 50 qmm.

β) Einphasen-Wechselstrom. Wie wir schon früher gesehen haben, wird in jedem Leiter, der sich in einem magnetischen Felde befindet, eine E.M.K. induziert, wenn Leiter oder das Feld bewegt wird oder die Stärke des Feldes sich ändert. Da jeder von einem Strom durchflossene Leiter ein magnetisches Feld erzeugt, dessen Stärke von der Stromstärke abhängig ist und sich mit ihr verändert, wird eine Veränderung der in einem Leiter fliessenden Stromstärke zunächst eine Änderung des von dem Strom erzeugten Magnetfeldes hervorrufen, die ihrerseits wieder in dem Leiter selbst und in benachbarten Leitern eine E.M.K. induziert.

Diese Erscheinungen fasst man unter den Namen Selbstinduktion und gegenseitige Induktion zusammen. In der Gleichstromtechnik spielen diese Erscheinungen eine geringe Rolle. In Wechselstromanlagen aber, in denen die Stromstärke bei der üblichen Frequenz von 50 Perioden in jeder Sekunde hundertmal zwischen positiven und negativen Maximalwerten schwankt, machen sich diese Induktionserscheinungen erheblich bemerkbar und müssen daher bei der Leitungsberechnung berücksichtigt werden.

Das von dem Strom hervorgerufene Magnetfeld ist in jedem Augenblick diesem proportional und mit ihm in Phase, während die induzierte E.M.K. in dem Augenblick ihr Maximum erreicht, in dem die Geschwindigkeit, mit der die Änderung der Stärke des Magnetfeldes vor sich geht, am grössten ist. Es sei in Abb. 403 die Kurve a die Stromkurve, während b die Kurve des magnetischen Feldes darstellen möge. Diese sind miteinander in Phase. Wir sehen nun, dass in den Scheitelpunkten der Kurve b die Geschwindigkeit der Änderung des Magnetfeldes einen Augenblick gleich Null ist, während sie in dem Augenblick ein Maximum ist, in dem die Stromkurve durch Null hindurch geht, d. h. wo das magnetische Feld seine Richtung wechselt. Die Kurve der induzierten E.M.K. muss demnach eine gegen a und b verschobene Lage einnehmen und zwar werden ihre Maxima über den Nullpunkten von a und b und ihr Nullpunkt unter deren Scheitelpunkten liegen, wie Kurve c zeigt. Die induzierte E.M.K. eilt somit der

Stromstärke um $^1/_4$ Periode $= 90^0$ nach. Im Vektoren-Diagramm stellt sich der Vorgang dar, wie Abb. 404 zeigt. Der Vektor e_s der induzierten E.M.K. steht senkrecht auf dem Stromvektor i und eilt diesem nach.

Es ist nach Vorstehendem leicht einzusehen, dass diese Induktionserscheinungen nicht nur auf einer Leitungsstrecke, sondern überhaupt in allen Wechselstrom führenden Apparaten auftreten werden. Bei Glühlampen ist der Einfluss der Induktion minimal, bei Bogenlampen etwas stärker und bei Motoren unter Umständen sehr erheblich.

In einem Stromkreise mit induktionslosem Widerstande wird die Stromstärke mit der aufgedrückten Spannung in Phase sein; in einem mit Induktion behafteten (induktiven) Stromkreise wird sich die durch die Induktion erzeugte E.M.K. mit der aufgedrückten zu einer Resultierenden zusammensetzen und es wird die Stromstärke nunmehr mit dieser Resultierenden in Phase sein. In Abb. 405 ist E_p die Klemmenspannung eines Motors, e_s die durch die Induktion hervorgerufene Spannung; die resultierende Spannung fällt mit der Richtung der Stromstärke i zusammen. Die Stromstärke hat also eine Phasenverschiebung gegen die Klemmenspannung und zwar eilt sie dieser um den Winkel φ nach. Der Cosinus dieses Winkels wird der **Leistungsfaktor** genannt und zwar deswegen, weil die von dem Motor aufgenommene **wirkliche** Leistung die Grösse E_p i $\cos\varphi$ hat.

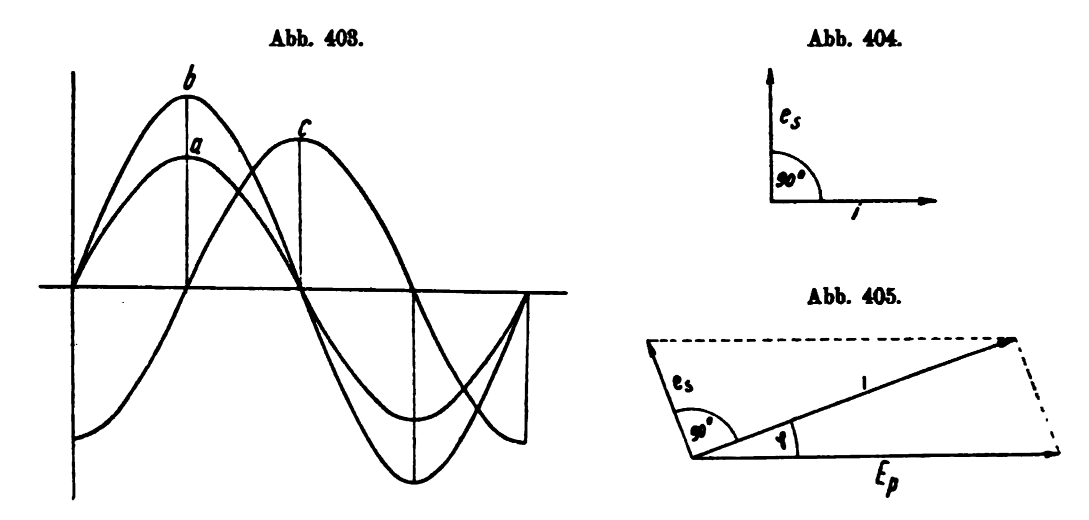


Abb. 403.

Abb. 404.

Abb. 405.

Bei Wechselstrom aufnehmenden Apparaten ist also neben der Kenntnis des Stromverbrauches auch die des Leistungsfaktors ($\cos\varphi$), mit dem der Apparat arbeitet, von Wichtigkeit.

Dieser Leistungsfaktor ist bei reinen Lichtanlagen im Durchschnitt mit 0,9 bis 0,95 anzunehmen und sinkt bei gemischtem Licht- und Kraftbetrieb je nach der Anzahl und Grösse der angeschlossenen Motoren bis auf etwa 0,7. Im allgemeinen wird für solche Anlagen mit $\cos\varphi = 0{,}8$ gerechnet.

Bei der Berechnung von Wechselstromfernleitungen geht man am einfachsten von der Endspannung aus und berechnet aus dieser, dem gegebenen Energiebedarf am Ende der Leitung und dem Leistungsfaktor die Stromstärke nach der Formel

$$J = \frac{A \,.\, 1000}{E \, \cos\varphi}, \qquad (2)$$

wobei A die Leistung in KW und E die Endspannung in Volt bedeutet. Es werden dann in der Fernleitung folgende Spannungsverluste auftreten:

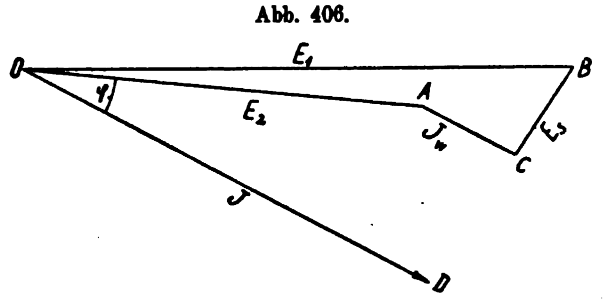
Erstens der Verlust durch den elektrischen Widerstand der Leitung, der sogenannte Ohmsche Spannungsverlust von der Grösse i w, der mit der Stromstärke in Phase ist, und zweitens der induktive Spannungsverlust, der um 90° in der Phase gegen die Stromstärke zurückbleibt. Die Grösse des induktiven Verlustes beträgt für Hin- und Rückleitung zusammen

$$E_s = 4\pi n l J \left(0{,}5 + 2 \text{ lognat } \frac{D}{a}\right) 10^{-4} \text{ [22]}, \tag{3}$$

hierin bedeutet n die Anzahl der Perioden pro Sek., l die einfache Fernleitung in km, D die Entfernung zwischen den Leitungsdrähten in cm, a den Radius eines Drahtes in cm.

Wir sehen hieraus, dass der Einfluss der Selbstinduktion mit der Periodenzahl und der Entfernung der Drähte voneinander zunimmt.

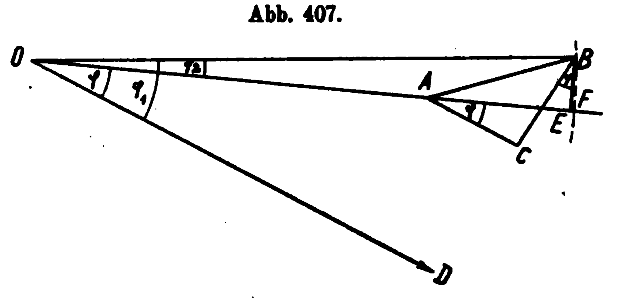
Abb. 406.



Die Abb. 406 zeigt das Spannungsdiagramm einer Einphasen-Wechselstrom-Kraftübertragung. In diesem Diagramm ist OA die in einem beliebigen Masstab gezeichnete Endspannung E_2, OD die Richtung des um $\sphericalangle \varphi$ gegen E_2 verschobenen Stromes, AC der Ohmsche Spannungsverlust J w parallel zu OD und BC der induktive Verlust E_s senkrecht zu OD. Dann ist die Spannung am Anfang der Leitung E_1 nach Grösse und Richtung gleich OB.

Da die Benutzung des Diagrammes ziemlich unbequem ist, weil die Verluste im Verhältnis zu den Hauptspannungen sehr klein sind, ist das folgende rechnerische Näherungsverfahren zu empfehlen.

Abb. 407.



In Abb. 407 ist um O durch B ein Kreisbogen geschlagen, sodass OF = OB, ferner ist von B auf OF das Lot OE gefällt. Praktisch werden die Punkte E und F so nahe zusammenfallen, dass ihre Entfernung, verglichen mit den Längen OA und OB vernachlässigt werden kann. Man kann also, ohne einen grossen Fehler zu begehen, sagen, dass die Anfangsspannung OB = OE ist. Die Strecke OE berechnet sich aus der Summe von OA und den Projektionen der Strecken AC und BC auf OA. Da diese mit OA die Winkel φ bezw. R — φ einschliessen, ist

$$OE = OA + AC \cos\varphi + BC \sin\varphi. \tag{4}$$

Aus dem Diagramm in Abb. 407 kann man auch die am Anfange der Leitung vorhandene Phasenverschiebung, die für die Dimensionierung der Dynamomaschinen von Wichtigkeit ist, berechnen. Dieser Winkel φ_1 wird aus der Summe $\varphi + \varphi_2$ gebildet. Wir sehen, dass

$$\text{tang}\,\varphi_2 = \frac{BE}{OE}$$

ist. Die Strecke BE ist in gleicher Weise wie AE:

$$BE = BC \cos\varphi - AC \sin\varphi.$$

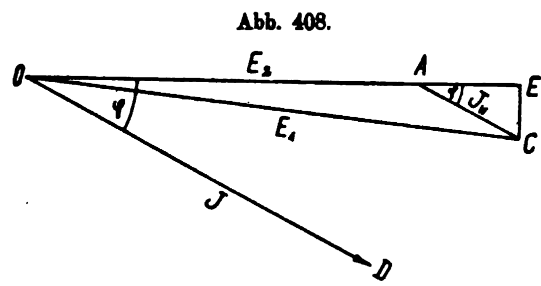
Sieht man bei der Durchführung der Rechnung, dass BE sehr gross ausfällt, so folgt daraus, dass der Winkel φ_2 ebenfalls gross ist und dass man gut tut, den richtigen

[22]) Vergl. Uppenborn, Kal. f. Elektrot. Aufl. 08. I. Teil. S. 285.

Wert der Anfangsspannung, die Hypotenuse OB des △ OEB noch genau zu berechnen, da die vernachlässigte Strecke EF in diesem Falle unzulässig gross sein kann.

Wenn, wie dies häufig vorkommt, nur die Anfangsspannung gegeben ist, so nimmt man für die erste Berechnung die Endspannung schätzungsweise an und berechnet hieraus die Anfangsspannung. Ergibt sich hierbei eine zu grosse Abweichung von der angenommenen Anfangsspannung, so muss die Rechnung mit entsprechend korrigierten Werten wiederholt werden.

Abb. 408.



In vielen Fällen wird man die Berechnung ohne Berücksichtigung der Selbstinduktion durchführen können, da sie bei Kabelanlagen gar keine und bei Freileitungsanlagen mit geringen Stromstärken, kleinen Drahtabständen und geringer Phasenverschiebung eine nur geringe Rolle spielt. In diesem Falle vereinfacht sich das Diagramm nach Abb. 408. Es ist hier wieder OE annähernd gleich OC, d. h. mit grosser Annäherung bedeutet AE den Spannungsverlust in der Leitung. Es ist nun aber

$$AE = J\,w \cos\varphi$$

und, da

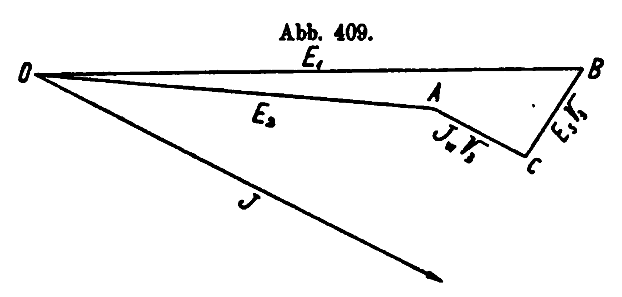
$$J = \frac{A \cdot 1000}{E \cos\varphi}$$

der Spannungsabfall in Volt

$$J\,w = \frac{A \cdot 1000 \cdot w}{E}, \tag{5}$$

d. h. der Spannungsabfall ist in Leitungen ohne erhebliche Selbstinduktion und bei nicht all zu kleinem Leistungsfaktor von der Phasenverschiebung unabhängig und berechnet sich dann bei Einphasenstrom wie bei einer Gleichstromanlage.

Abb. 409.



γ) Zweiphasenstrom. Das Zweiphasensystem soll hier nicht behandelt werden, da es in der Praxis jetzt nur noch selten angewendet wird[22]).

δ) Drehstrom. Die Berechnung der Drehstromleitungen erfolgt in ganz ähnlicher Weise wie die der Einphasenstromleitungen mit folgenden Unterschieden:

Die Stromstärke in Ampère in jedem Draht berechnet sich nach der Formel

$$J = \frac{A \cdot 1000}{E \cdot \sqrt{3} \cos\varphi}, \tag{6}$$

wobei E die Spannung zwischen zwei Drähten gemessen bedeutet, die in der Praxis kurz als Betriebsspannung oder verkettete Spannung bezeichnet wird, im Gegensatz zu der Spannung zwischen einem Draht und dem etwa vorhandenen Nullpunkt, die meist Phasenspannung genannt wird und den Wert hat $\frac{\text{Betriebsspannung}}{\sqrt{3}}$. Aus diesem Wert für J berechnen wir wie bei Wechselstrom den Ohmschen Verlust Jw in jedem Draht, der

[22]) Näheres s. Holmboe, Berechnung und Ausführ. der Hochsp.-Leitungen. 1. Aufl. S. 24—27.

für die Benutzung im Diagramm mit $\sqrt{3}$ zu multiplizieren ist. Die Formel lautet also

$$e = J\,w\,\sqrt{3}.$$

Hierbei bedeutet w den Widerstand eines Drahtes. Für den induktiven Verlust gilt hier eine etwas andere Formel, weil bei Drehstrom jeder Draht von zwei anderen beeinflusst wird.

Diese Formel lautet:

$$E_s = 2\,\pi\,n\,l\,J\left(0{,}5 + 2\ \text{lognat}\,\frac{D}{a}\right)10^{-4}\ \text{(zwischen zwei Drähten gemessen).} \qquad (7)$$

Die beiden gefundenen Werte e und E_s für Ohmschen bezw. induktiven Verlust werden mit der Betriebsspannung zu einem Diagramm vereinigt. In Abb. 409 ist ein solches Diagramm gegeben. Im übrigen ist der Verlauf der Rechnung genau der gleiche wie beim Einphasenstrom.

Bei nicht all zu kleinem $\cos\varphi$ und geringer Selbstinduktion ist ähnlich wie beim Einphasenstrom (S. 1074)

$$AE = J\,w\cos\varphi\,\sqrt{3}$$

und da

$$J = \frac{A \cdot 1000}{E \cdot \cos\varphi \cdot \sqrt{3}},$$

der Spannungsabfall

$$e = \frac{A \cdot 1000 \cdot w}{E}, \qquad (8)$$

wobei w den Widerstand eines Drahtes bedeutet.

b) Energieverlust. Der zweite Punkt, den man bei Berechnung einer Leitung beachten muss, ist der Energieverlust. Wenn einer Leitung eine Energiemenge

$$A_1 = E_1\,J$$

in Form von Gleichstrom zugeführt wird, so wird, wie wir gesehen haben, am Ende der Leitung zwar dieselbe Stromstärke, jedoch eine geringere Spannung vorhanden sein. Das Produkt aus der Endspannung E_2 und der Stromstärke, d. h. die am Ende der Leitung vorhandene Energiemenge A_2 wird kleiner sein als A_1 und zwar um $J\,(E_1 - E_2)$. Hieraus geht hervor, dass in der Leitung nicht nur ein Spannungsabfall, sondern auch ein Energieverlust auftritt. Nach dem Obengesagten beträgt also der Energieverlust in einer Gleichstromleitung:

$$V = J\,(E_1 - E_2) = J\,e, \qquad (9)$$

worin e den Spannungsabfall bedeutet. Da nun e gleich J w, gilt die zweite Formel

$$V = J^2\,w. \qquad (10)$$

Diese letztere Formel ist sowohl für Gleichstrom wie Wechselstrom gültig.

Bei Gleichstromanlagen besteht ein einfaches Verhältnis zwischen Energie- und Spannungsverlust und zwar sind beide, prozentual ausgedrückt, gleich.

Bei Wechselstromanlagen ist zu berücksichtigen, dass die Stromstärke bei gleicher effektiver Leistung mit der Phasenverschiebung wächst und also der Energieverlust umgekehrt proportional dem Quadrate von $\cos\varphi$ zunimmt.

Bei Einphasen-Wechselstromanlagen ist, der Gesamtverlust (in Hin- plus Rückleitung) in Watt

$$v = 2 \cdot J^2\,w = \frac{2 \cdot A^2 \cdot 1000^2\,w}{E^2\cos^2\varphi}\quad \begin{array}{l}\text{(A in Kilowatt ausgedrückt)}\\ \text{(w = Widerstand eines Drahtes)}\end{array} \qquad (11)$$

Bei Drehstrom ist der Gesamtverlust in Watt das Dreifache des Verlustes in jedem Draht, also

$$v = 3\,J^2\,w = 3\,\frac{A^2 \cdot 1000^2}{E^2\,(\sqrt{3})^2\cos^2\varphi}\,w = \frac{A^2 \cdot 1000^2}{E^2\cos^2\varphi}\,w\quad \begin{array}{l}\text{(A in Kilowatt ausgedrückt)}\\ \text{(w = Widerstand eines Drahtes)}\end{array} \qquad (12)$$

Bei den vorhergehenden Besprechungen über den Leitungsverlust haben wir einen Faktor, die Kapazität der Leitung ausser acht gelassen, der bei nicht ungewöhnlich langen Kabeln und Freileitungen allerdings eine nur untergeordnete Rolle spielt, den wir jedoch nicht ganz unerwähnt lassen wollen.

Zwei elektrische Leiter, welche durch isolierendes Material, das Dielektrikum, voneinander getrennt sind, bilden einen Kondensator. Der Kondensator besitzt die Eigenschaft, Kapazität genannt, dass er, wenn an seine beiden Klemmen eine Spannung gelegt wird, eine gewisse Elektrizitätsmenge in sich aufnimmt und behält, wenn die Spannung entfernt wird, bis durch eine Verbindung von Leiter zu Leiter ein Ausgleich hervorgerufen wird. Als Leydener Flasche ist der Kondensator ein allgemein bekannter Apparat. Die vom Kondensator aufgenommene Energiemenge, die Ladung genannt, ist der Ladespannung proportional und es wird also ein an eine Wechselstromquelle gelegter Kondensator je nach dem augenblicklichen Werte der Spannung eine zwischen Null und einem positiven und negativen Maximum liegende Ladung aufweisen. Dieses Umladen des Kondensators durch eine Wechselstromspannung ruft eine der Spannung um 90° voreilende Stromstärke, den sogenannten Ladestrom hervor.

Da nun jede Leitungsanlage aus durch Isolierschichten voneinander getrennten Leitern besteht, welche gegenseitig und auch jeder für sich mit der Erde einen Kondensator bilden, wird auch hier ein der Spannung um 90° voreilender Ladestrom auftreten, der jedoch in normalen Fällen nur einen im Verhältnis zum Arbeitsstrom sehr geringen Wert hat. Der Ladestrom setzt sich mit dem Arbeitsstrom zu einer Resultierenden zusammen, die dem Arbeitsstrom voreilt. Wir können auf die Wirkungen der Kapazität nicht weiter eingehen, da eine Erörterung derselben zu weit führen würde; Bemerkt sei nur noch, dass der Ladestrom eine unter Umständen erwünschte Gegenwirkung gegen die Induktionserscheinungen ausübt [24]).

c) Feuersicherheit. Nachdem eine Leitung auf Spannungsabfall und Energieverlust berechnet ist, bleibt noch zu überlegen übrig, ob der berechnete Leitungsquerschnitt „feuersicher" ist, d. h. ob die durch den Strom hervorgerufene Erwärmung in zulässigen Grenzen bleibt. Die Grösse dieser höchst zulässigen Erwärmung ist unter anderem von dem für die Leitung verwendeten Isolationsmaterial und den Abkühlungsverhältnissen abhängig. Der Verband deutscher Elektrotechniker hat Tabellen herausgegeben, in denen die höchst zulässigen Strombelastungen sowohl für Kabel als auch für isolierte Drähte festgelegt sind. Für Freileitungen liegen solche Tabellen noch nicht vor; man kann jedoch hier mindestens die gleichen Belastungen zulassen wie vom Verein deutscher Elektrotechniker für Einfachkabel festgesetzt sind. Bei kleinen Drahtquerschnitten kann man sogar noch etwas höher gehen.

Beispiele: Einphasenstrom. Von einer Kraftstation soll eine Energiemenge von 300 KW bei 10000 Volt Zentralenspannung auf eine Entfernung von 20 km übertragen werden. Der Leistungsfaktor am Ende der Fernleitung sei $\cos\varphi = 0{,}9$. Welcher Drahtquerschnitt muss gewählt werden, wenn sowohl der Spannungsabfall als auch der Energieverlust 10% nicht überschreiten soll?

Die Spannung am Ende der Leitung muss, da ein maximaler Spannungsabfall von 10% zugelassen werden soll, mindestens 9000 Volt betragen. Wir wollen zunächst einmal annehmen, dass der Leitungsquerschnitt 35 qmm beträgt, dann ist, da die Stromstärke

$$J = \frac{A \,.\, 1000}{E \,.\, \cos\varphi} = \frac{300 \,.\, 1000}{9000 \,.\, 0{,}9} = 37 \text{ Amp.}$$

der Ohmsche Verlust

$$e = 2 \,.\, i \,.\, w = 2 \,.\, 37 \,.\, \frac{20000}{57 \,.\, 35} = 740 \text{ Volt.}$$

[24]) Näheres s. Holmboe, Ber. und Ausf. der Hochspannungs-Fernleitungen. 1. Aufl. S. 9—11.

Der induktive Spannungsabfall hat bei einem Drahtabstand von 60 cm die Grösse

$$E_s = 4\,\pi\,n\,l\,J\left(0{,}5 + 2\ \text{lognat}\ \frac{D}{a}\right)10^{-4} = 4\,\pi\,.\,50\,.\,20\,.\,37\left(0{,}5 + 2\ \text{lognat}\ \frac{60}{0{,}84}\right)10^{-4} = \backsim 505\ \text{Volt},$$

hiernach würde sich als Anfangsspannung nach Gleichung 2 ergeben

$$E_1 = E_2 + e\cos\varphi + E_s\sin\varphi = 9000 + 740\,.\,0{,}9 + 505\,.\,0{,}435 = \backsim 9886\ \text{Volt}.$$

Man sieht hieraus, dass der Spannungsverlust etwas geringer ist, als maximal zugelassen; wollte man jedoch den nächst kleineren verbandsmässigen Drahtquerschnitt (25 qmm) wählen, so würde der Spannungsverlust zu gross werden.

Der Energieverlust in der Leitung berechnet sich nach der Formel

$$v = 2\,.\,J^2 w = \frac{2\,.\,A^2\,.\,1000^2}{E^2\,.\,\cos^2\varphi}\,\frac{l}{57\,.\,q} = \frac{2\,.\,300^2\,.\,1000^2}{9000^2\,.\,0{,}9^2}\,.\,\frac{20000}{57\,.\,35} = \backsim 27500\ \text{Watt} = \backsim 8{,}4\,\%\ \text{der Anfangsenergie}.$$

Bezüglich Feuersicherheit genügt der Querschnitt von 35 qmm ebenfalls, da die Strombelastung nur ca. 37 Ampere beträgt, während man eine Freileitung von 35 qmm mit ca. 200 Ampere belasten könnte.

Drehstrom: Wir wollen das soeben für einphasigen Wechselstrom durchgerechnete Beispiel noch einmal unter Zugrundelegung des Drehstromsystems durchführen. Als Anfangsspannung wollen wir ebenfalls wieder 10000 Volt annehmen und zwar soll dies die Spannung zwischen 2 Drähten, die verkettete Spannung sein.

Die Stromstärke pro Draht berechnet sich beim Drehstromsystem nach der Formel

$$J = \frac{A\,.\,1000}{E\sqrt{3}\ \cos\varphi},$$

also für unseren Fall

$$J = \frac{300\,.\,1000}{9000\sqrt{3}\,.\,0{,}9} = \backsim 21{,}4\ \text{Amp}.$$

Der Ohmsche Verlust pro Draht ist dann, wenn wir einen Drahtquerschnitt von 16 mm² zugrunde legen

$$e = J\,w = 21{,}4\,\frac{20000}{57\,.\,16} = \backsim 469\ \text{Volt}.$$

Dieser Wert muss noch mit $\sqrt{3}$ multipliziert werden, sodass sich als Ohmscher Verlust, gemessen zwischen zwei Drähten $\backsim$ 812 Volt ergibt.

Der induktive Verlust ergibt sich aus der Formel

$$E_s = 2\,\pi\,n\,l\,J\left(0{,}5 + 2\ \text{lognat}\ \frac{D}{a}\right)10^{-4} = 2\,\pi\,50\,.\,20\,.\,21{,}4\left(0{,}5 + 2\ \text{lognat}\ \frac{60}{0{,}23}\right)10^{-4} = 156\ \text{Volt}.$$

Auch diese Zahl ist mit $\sqrt{3}$ zu multiplizieren; der induktive Spannungsverlust hat also die Grösse 270 Volt.

Hiernach würde sich als Anfangsspannung ergeben

$$E_1 = E_2\,.\,l\cos\varphi + E_s\sin\varphi = 9000 + \backsim 782 + \backsim 118 = \backsim 9850\ \text{Volt}.$$

Der Energieverlust beträgt

$$v = 3\,J^2 w = 3\,.\,21{,}4^2\,\frac{20000}{57\,.\,16} = \backsim 30000\ \text{Watt} = 9{,}1\,\%\ \text{der Anfangsenergie}.$$

Die Prüfung auf Feuersicherheit ergibt, dass der Drahtquerschnitt ausreicht.

Zum Schluss seien die aus der Durchrechnung des Beispiels für Einphasen- und Drehstrom gewonnenen Resultate einander gegenübergestellt:

	Einphasenstrom	Drehstrom
Energie am Ende der Leitung	300 KW	300 KW
Spannung am Anfang der Leitung	ca. 10000 Volt	10000 Volt
Spannungsverlust	886 Volt	850 Volt
Energieverlust	8,4 %	9,1 %
Kupferquerschnitt	2 × 35 mm²	3 × 16 mm²
Kupfergewicht	12600 kg	8640 kg

Aus dieser Tabelle ergibt sich, dass der Drehstrom dem Einphasenstrom in bezug auf Kupferverbrauch ganz wesentlich überlegen ist, trotzdem man beim Einphasensystem nur zwei Leitungen zu verlegen braucht.

10. Zusammenfassung der Bezeichnungen und Formeln.

Einheit der Stromstärke = 1 Ampere.

Einheit der Spannung = 1 Volt.

Einheit des Widerstandes = 1 Ohm (Ω).
Einheit der Leistung = 1 Watt (1000 Watt = 1 Kilowatt KW).

Leistung einer Dynamo in Watt

bei Gleichstrom $= E \,.\, i$,
bei Wechselstrom $= E \,.\, i \cos \varphi$,
bei Drehstrom $= E \,.\, i \cos \varphi \sqrt{3}$.

Hierin ist: E Klemmenspannung in Volt bei Drehstrom zwischen zwei Aussenleitern gemessen

$i =$ Stromstärke pro Draht in Amp.,
$\cos \varphi =$ Leistungsfaktor,
$\varphi =$ Phasenwinkel zwischen Strom und Spannung.

1 PS = 736 Watt.

$$\text{Leistung der Antriebsmaschine in } PS_e = \frac{\text{Leistung des Generators in KW}}{0{,}736 \,.\, \eta},$$

worin $\eta =$ Wirkungsgrad des Generators.

Praktisch ist die Leistung der Antriebsmaschine in PS_e ca. das 1,5 fache der Generatorenleistung in KW.

Leitungsberechnung: Ohmsches Gesetz $e = iw$, worin $e =$ Spannungsunterschied zwischen Anfang und Ende des Widerstandes, $i =$ Stromstärke, $w =$ Widerstand.

Widerstand eines Kupferdrahtes von 1 km Länge und q qmm Querschnitt

$$= \frac{1 \,.\, 1000}{57\, q} = \frac{17{,}5}{q};$$

bei Gleichstrom: $i = \frac{A\, 1000}{E}$, worin $A =$ Leistung in KW, $E =$ Spannung in Volt

$$\text{Spannungsverlust: } e = 2 i w = \frac{2 \,.\, A\, 1000}{E} \,.\, w \text{ Volt.}$$

$$\text{Energieverlust: } 2 i^2 w = \frac{2 \,.\, A^2 1000^2}{E^2} \,.\, w \text{ Watt.}$$

$A =$ Leistung in Kilowatt.
$w =$ Widerstand eines Drahtes.

Einphasen-Wechselstrom.

$$i = \frac{A\, 1000}{E \cos \varphi} \text{ Ampère.}$$

$$\text{Ohmscher Spannungsverlust: } e = 2 i w = \frac{2 \,.\, A\, 1000\, w}{E \cos \varphi} \text{ Volt.}$$

$$\text{Induktiver Spannungsverlust: } E_s = 4 \pi n l i \left(0{,}5 + 2 \operatorname{lognat} \frac{D}{a}\right) 10^{-4} \text{ Volt.}$$

Spannungsverlust: Entweder aus Diagramm oder annähernd:

$$\text{Anfangsspannung} = \text{Endspannung} + e \cos \varphi + E_s \sin \varphi.$$

Bei nicht zu kleinem $\cos \varphi$ und zu vernachlässigender Induktion ist der Spannungsverlust

$$e \cos \varphi = 2 i\, w \cos \varphi = \frac{2 \,.\, A\, 1000\, w}{E} \text{ Volt (wie bei Gleichstrom).}$$

$$\text{Energieverlust} = 2 i^2 w = \frac{2 \,.\, A^2\, 1000^2\, w}{E^2 \cos^2 \varphi}.$$

Bedeutung der Zeichen: $w =$ Widerstand eines Drahtes,
$A =$ Leistung in Kilowatt,
$n =$ Frequenz in ganzen Perioden pro Sek.,

l = Länge des Leitungsstrecke in km,
D = Drahtabstand in cm,
a = Drahradius in cm.

Drehstrom: $i = \frac{A\,1000}{E \cos\varphi \sqrt{3}}$.

Ohmscher Spannungsverlust pro Draht: $e = i\,w = \frac{A\,1000\,w}{E \cos\varphi \sqrt{3}}$.

Induktiver Spannungsverlust pro Draht: $E_s = 2\pi n l i \left(0{,}5 + 2 \operatorname{lognat} \frac{D}{a}\right) 10^{-4}$.

Bedeutung der Zeichen: wie beim Wechselstrom.

Spannungsverlust: Entweder aus Diagramm, mit den obigen Werten für e und E_s mal $\sqrt{3}$ oder aus der Anfangsspannung = Endspannung + $e\sqrt{3} \cos\varphi + E_s \sqrt{3} \sin\varphi$.

Bei nicht zu kleinem $\cos\varphi$ und zu vernachlässigender Induktion ist der Spannungsverlust:

$$e\sqrt{3}\cos\varphi = i\,w\sqrt{3}\cos\varphi = \frac{A\,1000\,w}{E}.$$

Energieverlust: $v = 3\,i^2 w = \frac{A^2 1000^2 w}{E^2 \cos^2\varphi}$.

11. Preis- und Gewichtsangaben. Die im Nachstehenden gegebenen Preise sind normale Durchschnittspreise und verstehen sich für die fertig montierte Maschine bezw. den fertig aufgestellten Transformator ausschliesslich aller Apparate.

Tabelle III.

Preise von Drehstromgeneratoren bezw. Drehstrom-Synchronmotoren für eine Frequenz von 50 Perioden pro Sekunde (vergl. die Angaben S. 260 u. 261).

Tourenzahl	Leistung als Generator in KW bei $\cos\varphi = 0{,}8$						
	25	50	100	200	500	1000	2000
	Leistung als Synchronmotor in PS_e ca.						
	37	75	155	310	780	1550	3100
	Mk.	Mk.	Mk.	Mk.	Mk.	Mk.	Mk.
1000	2600	3500	4 800	—	—	—	—
750	3100	3900	5 600	7 800	—	—	—
500	—	5100	6 600	9 100	15 200	21 000	—
300	—	5800	8 400	11 000	17 500	26 600	40 000
215	—	—	12 000	18 000	27 600	38 200	56 200
107	—	—	—	27 000	33 300	53 000	67 000

Tabelle IV.

Höchste Spannung, für welche die verschiedenen normalen Modelle gebaut werden können.

Tourenzahl	Leistung in Kw bei $\cos\varphi = 0{,}8$						
	25	50	100	250	500	1000	2000
	höchst zulässige Spannung in Volt						
1000	3000	4000	5000	—	—	—	—
750	3000	4000	5000	5000	—	—	—
500	—	5000	6000	6500	6500	6 500	—
300	—	5000	6000	6500	8500	10 000	—
215	—	5000	5000	6000	7500	9 000	10 000
107	—	—	—	5000	6000	8 000	10 000

Die Preise der Tabelle III gelten für Spannungen von 500 bis 5000 Volt bezw. bei den Typen, bei denen die Höchstspannung unter 5000 Volt liegt von 500 Volt bis zur Höchstspannung. Die Preisaufschläge für Spannungen über 5000 bezw. unter 500 Volt sind folgende:

bei 5000 bis 7000 und 500 bis 400 Volt 2%,
„ 7000 „ 8000 „ 400 „ 300 „ 3%,
„ 8000 „ 9000 „ 300 „ 200 „ 4%,
„ 9000 „ 10000 „ 200 „ 100 „ 5% (vergl. S. 259).

Die Preise der Tabelle III verstehen sich ferner einschliesslich angebauter Erregermaschine und für zweilagrige Ausführung.

Aus Tabelle III können auch die Preise für Einphasengeneratoren berechnet werden. Die Leistung der Modelle beträgt, wenn die Maschinen einphasig gewickelt werden etwa $^3/_4$ der Leistung als Drehstrommaschine, während der Preis des betreffenden Modells annähernd der gleiche bleibt. Will man also beispielsweise den Preis einer 150 KW Einphasendynamo für 500 Touren wissen, so berechnet man zunächst, wieviel das Einphasenmodell als Drehstrommaschine gewickelt leisten würde, also $\frac{150}{0,75} = 200$ KW. Die Maschine entspräche also dem Drehstrommodell für 200 KW und ihr Preis würde 9100 Mk. betragen.

Tabelle V.

Nettogewichte der Drehstromgeneratoren bezw. Synchronmotoren, deren Preise in Tabelle III enthalten sind.

Tourenzahl	Leistung in KW: 25	50	100	200	500	1000	2000
	Nettogewicht in Tonnen						
1000	1,1	2,0	3,4	—	—	—	—
750	1,4	2.5	3,6	5,5	—	—	—
500	—	2,6	4,5	6,5	10,0	17,4	—
300	—	4,2	4,9	7,4	12,5	17,8	26,0
215	—	—	6,3	9,5	16.5	21,2	30,0
107	—	—	—	14,5	22,5	34,2	45,5

Tabelle VI.

Preis und Gewichtsangaben für Gleichstromdynamos und Motoren.

Leistung bei maximaler Tourenzahl: als Dynamo KW	als Motor PS$_e$	maximale Tourenzahlen	Gewicht netto Tonnen	Preis in Mk
ca. 25	ca. 30	1200	0,9	1 500
„ 50	„ 62	900	2,1	3 300
„ 100	„ 124	800	3,7	4 800
„ 150	„ 188	700	5,1	6 800
„ 200	„ 250	550	8,0	10 500
„ 300	„ 375	400	9,0	13 000

Die Preise der Gleichstrommaschinen gelten für zweilagrige Ausführung und für alle Spannungen zwischen etwa 220 und 550 Volt.

Bei geringerer als maximaler Tourenzahl sinkt die Leistung etwa proportional der Tourenzahl bis zu etwa $^1/_2$ der Maximaltourenzahl n. Ist die Tourenzahl noch

kleiner als die Hälfte der maximalen, so sinkt die Leistung im höheren Masse als die Tourenzahl und zwar beträgt die Leistung

$$\text{von ca. } \frac{n}{2} \text{ bis } \frac{n}{4} \text{ etwa das 0,9 fache,}$$

$$\text{von ca. } \frac{n}{4} \text{ bis } \frac{n}{6} \text{ etwa das 0,8 fache}$$

der Leistung, welche sich ergibt, wenn man annimmt, dass die Leistung proportional der Tourenzahl abnähme.

Aus Tabelle III und VI kann man auch Preise von Umformern berechnen, indem man aus Tabelle III den Preis des Drehstrom- oder Wechselstromteiles, aus Tabelle VI den des Gleichstromteils bestimmt und die beiden gefundenen Werte addiert. Zu beachten ist hierbei, dass Generator und Motor gleiche Tourenzahl haben müssen.

Tabelle VII.

Preis in Mark von Drehstromtransformatoren mit Ölisolation.

Oberspannung max. in Volt	Unterspannung maximal in Volt	Leistung in KW bei $\cos\varphi = 0,8$								
		1	10	25	50	100	200	500	1000	2000
3 000	ca. 500	300	750	1200	1600	2500	—	—	—	—
6 000	„ 500	—	800	1300	1800	2600	—	—	—	—
10 000	bis 200 KW ca. 500 Volt, darüber ca. 3000	—	950	1350	1800	2600	4100	7300	11 000 (9000)	(13 500)
20 000	„ 6000	—	—	—	—	3500	4800	7600 (7000)	11 500 (9500)	(14 500)
30 000	„ 6000	—	—	—	—	3900	5200	8400 (7800)	12 000 (11 000)	(16 500)

Eingeklammerte Zahlen gelten für Apparate mit Wasserkühlung.

Tabelle VIII.

Nettogewichte der Transformatoren, deren Preise aus Tabelle VII zu ersehen sind.

Oberspannung in Volt	Leitung in KW								
	1	10	25	50	100	200	500	1000	2000
	Nettogewicht des Transformators inkl. Öl								
3 000	100	450	550	900	1400	—	—	—	—
6 000	—	500	600	950	1650	—	—	—	—
10 000	—	550	700	1000	1650	2800	5000	9000 (6300)	(11 200)
20 000	—	—	—	—	2200	3200	6000 (5000)	9700 (7000)	(12 500)
30 000	—	—	—	—	2600	4100	6400 (5400)	10 500 (7500)	(13 000)

Eingeklammerte Zahlen gelten für Apparate mit Wasserkühlung.

Literaturangaben zu § 6, B.

Friese, Das Porzellan als Isolier und Konstruktionsmaterial in der Elektrotechnik. 1904.
Grätz, Die Elektrizität und ihre Anwendungen. Stuttgart 1903.
Grawinkel & Strecker, Hilfsbuch für die Elektrotechnik.
Herrmann, J., Elektrotechnik (Sammlung Göschen).

Holmboe, Berechnung und Ausführung der Hochspannungs-Leitungen. Berlin 1905.
Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch.
Kapp, Dynamomaschinen.
Kapp, Wechselströme.
Krause, Messungen an elektrischen Maschinen.
Uppenborn, Kalender für Elektrotechniker.
Wilkens, Handbuch der Elektrotechnik. Bd. 7.

---

§ 7. Fernleitungen.

Hierzu Tafel LXXXI bis LXXXIV.

Die Besprechungen dieses Paragraphen sind wie folgt gegliedert:

1. Die Entfernung, bis zu welcher man noch elektrische Energie mit wirtschaftlichem Erfolge übertragen kann, mit Hinweisen auf Entfernungen und Spannungen bei ausgeführten Anlagen.
2. Die Wahl der Linie für die Fernleitung.
3. Das Leitungsmaterial.
4. Die wirtschaftlich günstigste Spannung der Fernleitung.
5. Der wirtschaftlich günstigste Drahtquerschnitt, abgeleitet von dem wirtschaftlich günstigsten Wirkungsgrad der Fernleitung.
6. Das Gestänge.
7. Überführung von Hochspannungsleitungen mit grossen Spannweiten über Schluchten, Eisenbahnen, Flüsse usw.
8. Die Isolatoren und ihre Stützen auf dem Gestänge.
9. Die Verteilung der Drähte für die Kraftübertragung und den Dienstfernsprecher auf dem Gestänge, sowie die Schutzvorrichtungen gegen die Gefahren bei Berührung von Hochspannungsleitungen.
10. Die Blitzschutz- und Überspannungsvorrichtungen.
11. Die statische Berechnung der Leitungsdrähte und des Gestänges.
12. Die unterirdischen Hochspannungsleitungen.
13. Die bauliche Einrichtnng der Transformatorenstellen.
14. Einige allgemeine Bemerkungen über das Verteilungsnetz etc.

1. Die Entfernung, bis zu welcher man noch elektrische Energie mit wirtschaftlichem Erfolge übertragen kann. Vom technischen Standpunkt betrachtet, ist die Entfernung, bis zu welcher man noch elektrische Energie übertragen kann, fast unbegrenzt. Aus wirtschaftlichen Gründen findet aber die Entfernung bei derjenigen Länge der Leitung ihre Grenze, bei welcher die Aufwendungen für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals, sowie für Unterhaltung, Bedienung und Erneuerung der Fernleitungsanlage, zuzüglich des Arbeitswertes der Effektverluste in der Leitung selbst, grösser sein würden als die Ersparnisse an Erzeugungskosten in dem fernliegenden Krafthause gegenüber der Erzeugung einer gleichwertigen Energiemenge in einem oder mehreren in der Nähe des Konsumgebietes zu errichtenden Krafthäusern.

Bezeichnet man mit

K die Anlagekosten der Fernleitung, einschliesslich der Transformatorenstellen,

mit s den Vonhundertsatz von K, welchen man für die Verzinsung und Tilgung, sowie für Erneuerung, Unterhaltung und Bedienung der Fernleitung jährlich aufzuwenden hätte,

mit A_1 die in der Fernstelle zu erzeugende Energiemenge in KW-Std. oder PS_e-Std.,

mit x_1 die auf A_1 bezüglichen direkten und indirekten Einheitskosten der Erzeugung (vergl. Kap. I, § 5 „Wirtschaftliche Vorarbeiten“, Tab. XI bis XIII, S. 272—275) pro KW-Std. oder PS_e-Std. in Mk.,

mit A_2 die Energiemenge in KW-Std. oder PS_e-Std., welche in einem in oder nahe dem Konsumgebiet zu errichtenden Krafthause zu erzeugen wäre, also mit $A_1 - A_2$ den Energieverlust in der Fernleitung,

mit x_2 die auf A_2 bezüglichen direkten und indirekten Einheitskosten der Erzeugung (vergl. Kap. I, § 5, Tab. XIX bis XXXI, S. 296—323 „Betriebskosten von Dampf-, Gas- etc.-Maschinen) in Mk.,

so kann eine Fernleitung des Stromes vom wirtschaftlichen Gesichtspunkte noch ratsam sein, solange $K \cdot s + A_1 x_1 < A_2 x_2$ ist, also die Anlagekosten der Fernleitung

$$K < \frac{A_2 x_2 - A_1 x_1}{s} \tag{1}$$

sind.

Ebenso wie die wirtschaftlich noch zulässigen Gesamtkosten einer Anlage pro Einheit sind auch die wirtschaftlich noch zulässigen Anlagekosten einer Fernleitung pro Einheit sehr wesentlich sowohl von der durchschnittlichen, jährlichen Verwendungsdauer, welche jede in Form von Wasserkraft verfügbare PS_e findet, als auch von den Preisen abhängig, welche man für eine zu übertragende PS_e- oder KW-Stunde, oder für eine PS_e oder ein KW jährlich erzielen kann. Aus Tab. I, Kap. I, S. 244/245, ad 18, ergibt sich, dass der Durchschnitt der Anlagekosten für den hydraulischen Teil aus 17 Beispielen pro PS_e der im Krafthause aufgestellten Leistung Mk. 448,3 beträgt. Die Erfahrung lehrt, dass man im allgemeinen Veranlassung hat, mit besonderer Sorgfalt die wirtschaftliche Rentabilitätsberechnung durchzuführen, wenn die Gesamtanlagekosten pro PS_e der im Krafthause aufgestellten Leistung mehr als 1000 Mk. (mehr als 1500 Mk. pro KW) betragen. Da im allgemeinen die Anlagekosten für die Fernleitung, die Transformatorenstellen und das Verteilungsnetz zusammen nicht mehr als höchstens die Hälfte der Gesamtanlagekosten betragen sollten und da man die Kosten des Verteilungsnetzes bei einem Überschlag durchschnittlich — soweit es überhaupt zulässig ist, in dieser Beziehung von Durchschnittskosten zu sprechen — etwa zu Mk. 450,— pro KW oder zu Mk. 300 pro PS_e der gesamten Krafthausleistung veranschlagen kann[1]), so wird es für den ersten Überblick interessant sein, festzustellen, ob und inwieweit die Anlagekosten für die Fernleitung und die Haupttransformatorenstellen zusammen unter Mk. 200 pro PS_e oder unter Mk. 300 pro KW der im Krafthause aufgestellten Leistung (mit ca. $^1/_3$ Reserve) bleiben. Selbstverständlich können gegebenenfalls sehr grosse Überschreitungen der Durchschnittswerte wirtschaftlich vertretbar und andererseits sehr grosse Abweichungen nach unten wirtschaftlich notwendig sein.

Darf man den gleichen Kupferquerschnitt und das gleiche Gestänge für die ganze Leitungslänge l in m annehmen, so kann man die Anlagekosten K ausdrücken durch $l \cdot k$, wenn k die Kosten pro lfm bedeuten. Danach müsste also sein

[1]) Vergl. die Angaben S. 264 über die Kosten von Verteilungsnetzen, ebenso die Zahlentafel auf S. 265.

$$l < \frac{A_2 \varkappa_2 - A_1 \varkappa_1}{\varepsilon . k}. \qquad (2)$$

Ist der Kupferquerschnitt auf den Längen l_1, l_2, l_3.... verschieden und betragen die betreffenden Anlagekosten pro lfm. Leitung k_1, k_2, k_3 usf., so gilt Gleichung (2) ebenfalls, wenn man $l_1 k_1 + l_2 k_2 + l_3 k_3 + \ldots = l . k$ setzt und da $(l_1 + l_2 + l_3 + \ldots) = l$ ist, wird $k = \frac{l_1 k_1 + l_2 k_2 + l_3 k_3 + \ldots.}{l_1 + l_2 + l_3 + \ldots.}$ zu setzen sein. Je grösser also das Produkt aus der nutzbringend verwendbaren Energiemenge A_2 mal den Erzeugungskosten durch Wärmemaschinen pro Einheit $\varkappa_2$ (Kohlenpreis) und je kleiner die Erzeugungskosten durch Wasserkraft pro Einheit und je kleiner ferner das Produkt $\varepsilon . k$ (jährliche Betriebskosten der Fernleitung pro lfm.) werden, um so länger darf eine Fernleitung sein, ohne die wirtschaftliche Zweckmässigkeitsgrenze zu überschreiten.

Über Anlagekosten von Fernleitungen sind bereits im Kap. I, Tab. X, S. 264, überschlägliche Angaben gemacht und in Kap. III, § 6 B (S. 1070 u. ff.) sind die Formeln für die Berechnung der Kupferquerschnitte von Fernleitungen angegeben. Unter weiterer Berücksichtigung der in diesem Paragraphen noch folgenden Mitteilungen wird sich der Bauingenieur einen genügend genauen Überschlag über die Kosten der Fernleitung machen und alsdann eine wirtschaftliche Berechnung nach den Formeln (1) oder (2) anstellen können (vergl. hierzu Abschnitt 5, S. 1095).

Eine der längsten Fernleitungen in Europa ist gegenwärtig noch diejenige der Societá Lombarda per Distribizione di Energia Elettrica in Mailand, mit welcher sie von der Transformatorenstelle der Société des Forces Motrices de Brusio (vergl. S. 359) an der schweizerisch-italienischen Grenze nach dem Konsumgebiet der Vizzola- und Turbigo-Anlagen (Abb. 227, S. 757) durch das Addatal über Tirano, Morbegno, Collico, alsdann am Comersee vorbei 14000 KW mit 40—45000 Volt bis zur Unterstation Lomazzo auf 158 und bis zur Dampfzentrale Castellanza auf rd. 170 km Entfernung überträgt.

Die französische Société Grenobloise de Force et Lumière plant von ihrem Krafthause am Drac bei Avignonnet (S. 497—507) eine Fernleitung nach Lyon von 180 km.

Die französischen Ingenieure Blondel, Harlé und Mahl[2]) haben 1906 der französischen Regierung ein Projekt unterbreitet, wonach sie in der Rhone bei Génissiat eine Kraft von 228000 PS_e bei neunmonatlichem Wasser und mehr als eine Milliarde KW-Stunden jährlich gewinnen und dieselbe mit 120000 Volt auf 450 km nach Paris übertragen wollen. Die Kosten der Fernleitung einschliesslich der Transformatorenhauptstellen sind zu 36000000 Frs. veranschlagt. In dem Krafthause werden 24 × 12000 = 288000 PS_e aufgestellt, sodass auf die Fernleitung pro PS_e der im Krafthause aufgestellten Leistung nur Frs. 125,— entfallen. Ausserdem würde dieses Projekt ein klassisches Beispiel dafür sein, dass man, abgesehen von schnell verlaufenden Hochwassern, sozusagen jeden Tropfen Wasser wirtschaftlich in 24stündigem ununterbrochenem Betriebe ausnutzen kann, da in Paris selbst und in den von der Fernleitung berührten Orten ein genügender Bedarf, sei es zur Auffüllung von Akkumulatoren, sei es für den direkten Verbrauch, jederzeit vorhanden sein wird.

Die unternehmenden Gesellschaften der neuen Wasserkraftanlage bei Laufenburg am Rhein (S. 19 und S. 602) sollen mit ihrer Kraftverteilung Entfernungen von mehr als 200 km im Auge haben.

Die grösste Entfernung in der Hauptleitung der Washington Water Power-Company in Spokane (Washington)[3]) von dem Krafthause bis zur Unterstation beträgt 158,0 km, wozu noch ca. 20 km für Verzweigungen kommen (S. 1108).

---

[2]) Houille Blanche, Revue Générale des Forces Hydro-Électriques. Januarheft 1907 S. 7 und Aprilheft 1907 S. 83.

[3]) Clarence Feldmann, Reisebriefe aus Amerika. Elekt. Zeitschr. 1904. Heft 28 S. 598. Das Krafthaus liegt an den unteren Fällen des Spokane River und es liefert mit 21,6 m theoretischem

Die zurzeit längste Fernleitung der Welt dürfte noch diejenige vom Kraftwerk De Sabla in Kalifornien bis nach San Franzisko mit 370 km (S. 12) sein. Bis Oakland beträgt die Länge der Fernleitung 332 km. Die Kraftübertragung gehört der Bay-Counties Company, welche Strom an die mit ihr verbundene California Gas and Electric Corporation[4]) liefert. Die Spannung beträgt 55000 Volt.

Gleichfalls der California Gas- and Electric-Corporation liefert die Standard Electric-Company von einem Krafthause in Electra Drehstrom nach San Francisco, Oakland und San José. Die grösste Länge dieser Fernleitung von dem Krafthause bis zur nördlichen Umgebung von San Francisco beträgt 246,0 km. Der Strom wurde früher als Drehstrom mit 36000 Volt geliefert. Die Spannung ist aber später auf 55000 Volt erhöht worden, um die gegenseitige Unterstützung mit dem Krafthause De Sabla zu ermöglichen. Die Leitungen beider Gesellschaften berühren sich in einer Unterstation in Oakland und sind dort für gewöhnlich nur im sekundären Verteilungsnetz vereinigt. Es ist aber vorgekommen, dass, als einmal die Druckwasserleitung in Electra gebrochen war, von De Sabla aus nach Electra, d. h. auf rund 580,0 km Strom geliefert und der Betrieb mit genügender Sicherheit durchgeführt wurde[5]).

Als weitere Anlagen mit ungewöhnlich hohen Spannungen und langen Leitungen seien noch angeführt:

Tabelle I.
Anlagen mit ungewöhnlich hoher Spannung und grosser Länge der Fernleitung.

Bezeichnung der Anlage	Leistung in PS_e	Spannung in Volt	Länge in km
Guanajuato Power & Electric Company, Mexico . .	8000	60000	162
Kern River Power Co. Los Angeles, Californien . .	10000	67500	176
Utah Light & Railway Co. Übertragung nach Salt Lake City[6])	—	40000	145
Mexican Light & Power Co. Mexico (S. 1001) . . .	40000	60000	176
Winnipeg General Power Co.	10000	60000	96
Canadian Niagara Power Co.	50000	60000	149
Electric Developement Co. Ontario	—	60000	149
Ontario Power Company of Niagara Falls (S. 542) .	205000	60000 und 80000	—
Toronto & Niagara Power Co. (S. 548)	125000, wovon zunächst etwa 12000 nach Toronto-Canada übertragen werden sollen	60000	120
Sociedad anónima Hidroeléctrica Española, Madrid[7]) .	32800[8])	66000	240

Gefälle in zwei Turbinen von je 4000 PS_e bei 300 Touren 8000 PS_e. Der Strom wird als Drehstrom mit 60 Perioden und 4000 Volt Spannung von den Maschinen geliefert und von den Transformatoren mit Wasserkühlung auf 60000 Volt bezw. 45000 Volt für die Fernleitung herauftransformiert.

[4]) The Electrical Revue vom 2. September 1904. Elektr. Zeitschr. 1904. S. 1097. Elektr. Bahnen und Betriebe. 1905. S. 589.

[5]) Die elektrische Einrichtung wurde von der Stanley Electric Manufacturing Co. in Pittsfeld, Mass. ausgeführt.

[6]) Elektrische Bahnen und Betriebe. 1905. S. 487.

[7]) z. Zt. in Ausführung durch die Siemens-Schuckert-Werke, Berlin.

[8]) bei vollem Ausbau; vorläufig werden 16000 PS_e aufgestellt.

Die höchste bis heute in England verwendete Spannung nach Wissen des Verfassers ist 40000 Volt, mit welcher das Scotch Water Power Syndicate von einem 8,0 km nördlich von Tarbet bei Inveruglas gelegenem Krafthause durch eine 35,2 km lange oberirdische Fernleitung den Strom nach Renton überträgt[9]).

Eine Übersicht über die angewendeten Spannungen und die vorhandenen Längen der Fernleitung bei 17 im Kap. II beschriebenen Anlagen gibt die nachstehende Tabelle II.

2. Die Wahl der Linie für die Fernleitung. Es versteht sich von selbst, dass man die kürzeste Strecke zwischen dem Krafthause und der Verwendungsstelle zu wählen bestrebt sein wird. Indessen Hindernisse, wie teurer Grunderwerb, Unwegsamkeit der Terrains, schlechte Bodenverhältnisse, Notwendigkeit von Überführungen mit sehr grossen Spannweiten, Ortschaften etc. können zu Umwegen eine wirtschaftlich und technisch berechtigte Veranlassung geben. Für die billige Bedienung und die Unterhaltung der Leitung ist es von Wichtigkeit, mit derselben in der Nähe von guten Wegen zu bleiben, damit man Ersatzmaterialien leicht heranbringen kann und mit einer möglichst kleinen Anzahl von Streckenwärtern auskommt. Wenn sich die Leitung in der Nähe guter Wege befindet, kann ein Streckenwärter mit Hilfe eines Fahrrades eine Strecke von 20 und selbst 30 km ohne Schwierigkeiten täglich beaufsichtigen. Muss der Wärter die ganze Strecke zu Fuss gehen, so wird ein Mann nicht mehr als eine Strecke von 10 bis höchstens 12 km bewachen können, da er in der Regel abends nach seinem Wohnort zurückkehren muss[10]).

Die Möglichkeit, etwaige Defekte in der Leitung mit grösster Schnelligkeit zu beseitigen, erhöht die Betriebssicherheit.

Die Verlegung der Fernleitung an belebten Fahrstrassen erfordert andererseits unter Umständen besondere Schutzvorrichtungen oder die Verlegung von Telephon- und Telegraphenleitungen etc., welche die Anlage so verteuern können, dass u. U. die Erwerbung eines eigenen Planums für die Fernleitung vorzuziehen ist.

Für die Errichtung von Fernleitungen sind in Deutschland die „Sicherheitsvorschriften für die Errichtung elektrischer Starkstromanlagen vom 23./24. Juni 1904“ (festgesetzt von der Jahresversammlung zu Kassel des Verbandes Deutscher Elektrotechniker) und im nachfolgenden Text kurz „Sicherheitsvorschriften“ oder „Verbandsvorschriften“ genannt[11]), massgebend. Ähnliche Vorschriften bestehen auch in anderen Ländern und es ist für den projektierenden Ingenieur unentbehrlich, diese Vorschriften zu kennen und ihren Wortlaut zur Hand zu haben. Bei der zeichnerischen Darstellung des Projektes sind auch die vorgeschriebenen wörtlichen und bildlichen Bezeichnungen für die einzelnen Teile der Leitungsanlage zu beachten (vergl. auch Kap. I, § 2, S. 58—64).

Da der ohne eigenen Grunderwerb zur Verfügung stehende Raum an öffentlichen Strassen es selten gestatten wird, die Masten soweit von der Strasse selbst entfernt zu stellen, dass ein umfallender Mast nicht mehr auf die Strasse reicht, so wird man bei freier Wahl die Leitung auf diejenige Wegseite (in Deutschland Ostseite) stellen, nach

[9]) Elektr. Zeitschr. 1904. S. 1098. Das Krafthaus entnimmt dem Loch Sloy 6000 PS_e. Das verwendete System ist Drehstrom. Von der Unterstation in Renton aus werden eine Reihe von Industriebezirken durch unterirdische Kabel mit elektrischer Energie (6—10000 Volt) versorgt.

[10]) Für die Strecke Génissiat—Paris von 450 km sind 50 Streckenwärter mit einem Lohnsatz von je 1200 Frs. jährlich veranschlagt.

[11]) Dr. C. L. Weber, Erläuterungen zu den Sicherheitsvorschriften mit Abdruck der Vorschriften im Auftrage des Verbandes Deutscher Elektrotechniker herausgegeben. Berlin 1905. Vom 1. Januar 1908 an treten neue Vorschriften in Kraft, welche in der Jahresversammlung in Hamburg am 5. bis 9. Juni 1907 festgesetzt und in der Elektr. Zeitschrift 1907 S. 882 u. ff. veröffentlicht sind. Sonderabdrücke erhältl. bei Julius Springer, Berlin.

Tabelle II.

Übersicht über die angewendeten Spannungen und die vorhandenen Längen bei 17 im Kap. II beschriebenen Fernleitungs-Anlagen.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Spannung der Fernleitung in Volt	Stromart	Grösste Entfernung eines Leitungsendes von dem Krafthause in km (ungefähr)	Art der Masten	Zu übertragende Kraftmenge PS_e (Ungefähre grösste gleichzeitige Leistung, von ausnahmsweise auftretenden Spitzen abgesehen	Bemerkungen
1.	Vizzola	11 000	Dreiphasen-Drehstrom	30,0	Eiserne Masten mit hölzernen Querarmen, Taf. LXXXII, Fig. 14 und Abb. 416, S. 1111	16 000	—
2.	Turbigo	11 000	„	30,0	Eiserne Gittermasten mit hölzernen Querarmen. Taf. LXXXIII, Fig. 2	5 600	—
3.	Vizzola Erweiterung	40 000—45 000	„	170,0	Eiserne Gittermasten	ca 20 000	Es handelt sich um Kraftübertragung von dem Kraftwerk bei Brusio am Poschiavino, von welchem die Società Lombarda per Distribuzione di Energia Elettrica in Mailand Kraft bezieht
4.	Funghera	24 000	„	36,0—40,0	Zum Teil eiserne Gittermasten mit konsolartigen Isolatorenstützen, zum Teil Holzmasten	7 500	—
5.	Navalesa a. d. Cenischia	30 000	„	60,0	Eiserne Gittermasten mit konsolartigen kurzen Holzarmen	12 000 in beiden Krafthäusern	In dem unteren Krafthause wurden 1904 zunächst 8000 PS_e aufgestellt
6.	Morbegno a. d. Adda	20 000	„	75,0	Holzmasten	6 000	—
7.	Pont St. Martin	15 000	„	44,0	Holzmasten	4 000	—
8.	Kubelwerk	10 000	„	42,0	Holzmasten	3 000	—
9.	Kanderwerk	4000 u. 16 000	„	45,0	Auf der Hauptstrecke eiserne Masten, vergl. S. 441, Abb. 84	4 500	—

Fortsetzung der Tabelle II.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Anlage	Spannung der Fernleitung in Volt	Stromart	Grösste Entfernung eines Leitungsendes von dem Krafthause in km (ungefähr)	Art der Masten	Zu übertragende Kraftmengen PS_e (Ungefähre grösste gleichzeitige Leistung, von ausnahmsweise auftretenden Spitzen abgesehen)	Bemerkungen
10.	Hagneck	8000 u. 16 000	Dreiphasen-Drehstrom	35,0	Zum Teil Holz-, zum Teil eiserne Masten	6 500	—
11.	St. Maurice-Lausanne	25 000	Gleichstrom in Serie	65,0	Mit Kupfersulfat imprägnierte Holzmasten mit Zinkkappen	14 000	—
12.	Beznau	25 000 u. 8000	Dreiphasen-Drehstrom	46,0 bis Rheinfelden	Holzmasten, streckenweise Doppelgestänge	3 000	Weitere 7000 PS_e werden durch andere Fernleitungen übertragen
13.	La Dernier-Vallorbe	13 500	„	67,0	Holzmasten; an den Überführungen und an den Ecken eiserne Masten	8 000	—
14.	Marbach-Stuttgart	10 000	„	20,0	Holzmasten mit vereinzelten eisernen Gittermasten an Winkelpunkten und Übergängen	1 200	—
15.	Chèvres	5 500	Zweiphasen-Wechselstrom	5,8	Unterirdische Kabel, Taf. LXXXI, Fig. 28	12000—15000	—
16.	Jonage-Cusset-Lyon	3 500	Dreiphasen-Drehstrom	6,0—7,0	Dreifach verseilte, Eisenband armierte Bleikabel, vergl. Abb. 460, S 1161	12000—15000	—
17.	Champ (Fure et Morge)	26000 u. 15000	Dreiphasen- und Einphasen-Wechselstrom	42,0	Auf der Hauptlinie eiserne Gittermasten mit Holzarmen, Taf. LXXXIII, Fig. 1. Auf den Verzweigungslinien Holzmasten, Taf. LXXXII, Fig. 1—5	7 700	—

welcher die grössten Stürme erfahrungsgemäss am häufigsten wehen, damit ein umstürzender Mast nach der von der Strasse abgekehrten Seite fällt.

Bezüglich der Starkstromleitungen an Strassen, Wegen und an Übergängen schreiben „Die Vorschriften über die Herstellung und Unterhaltung von Holzgestängen für elektrische Starkstromanlagen“ [12]) unter anderem das folgende vor:

„Bei Leitungen, welche heftigen Stürmen ausgesetzt sind, soll auch in geraden Strecken jede fünfte Stange mit Verankerungen (Verstrebungen) derart versehen sein, dass ein Auffallen der Stangen auf die Verkehrswege infolge von Stangenbrüchen möglichst ausgeschlossen ist.“

„An Strassen und Wegübergängen etc. muss bei Hochspannungsleitungen auf jeder Seite der Strasse eine Stange stehen, deren Umfallen auf die Strasse durch Verstärkung der Verankerung oder Verstrebung möglichst zu verhindern ist. Ist der Gesamtquerschnitt der Leitungen grösser als 300 qmm oder muss infolge besonderer Umstände, wie z. B. bei Flussübergängen, zu grösseren Stangenabständen, als oben angegeben [13]), gegriffen werden, so sind entweder Stangen von stärkeren Dimensionen oder gekuppelte Stangen anzuwenden.“

Wie weit die Kosten einer Fernleitung durch Übergänge von Wegen, Eisenbahnen, Schluchten, Flüssen und Seen, welche grössere Spannweiten und besondere Schutzvorrichtungen notwendig machen, beeinflusst werden, lässt sich aus dem Abschnitt 7, S. 1119 am besten entnehmen.

In § 23 ad m der alten und in § 22 ad k der neuen „Sicherheitsvorschriften“ ist bestimmt [14]):

„Wenn eine Hochspannungs-Leitung über Ortschaften, bewohnte Grundstücke und gewerbliche Anlagen geführt wird, oder wenn sie sich einem Verkehrswege soweit nähert, dass die Vorüberkommenden durch Drahtbrüche gefährdet werden können, müssen die Leitungsdrähte entweder so hoch angebracht werden, dass im Falle eines Drahtbruches die herabhängenden Enden mindestens 3 m vom Erdboden entfernt sind, oder es müssen Vorrichtungen angebracht werden, welche das Herabfallen der Leitungen verhindern oder welche die herabgefallenen Teile selbst spannungslos machen, oder es müssen innerhalb der fraglichen Strecke alle Teile der Leitungsanlage mit entsprechend erhöhter Sicherheit ausgeführt werden.“

Die Entfernung von Bäumen muss so gewählt werden, dass die Leitungsdrähte mindestens 1,0 m von dem äussersten Ende der Zweige entfernt sind, wobei auf das Wachstum der Bäume, auf Schneebelastung und Bewegung der Zweige und der Drähte durch Wind Rücksicht zu nehmen ist. Das Ausästen der Bäume wird vor dem Ziehen der Leitung veranlasst. Falls man mit einer Hochspannungsleitung einen Wald durchquert, muss mindestens, auch wenn die Leitung nur aus drei Drähten auf einfachem Gestänge besteht, ein Streifen von 3,0 m Breite ausgeholzt und freigehalten werden. Das Durchschreiten einer Strecke mit weichem Boden, wie z. B. bei moorigen Wiesen, verteuert die Anlage nicht allein dadurch, dass die Transportkosten wachsen, um Masten und Leitungen an Ort und Stelle zu bringen, sondern besonders dadurch, dass man die Masten tiefer in den Boden hineinstellen muss, sie also länger zu wählen hat, und dass man sie mit einer tragbaren Schicht von Schotter oder Beton umgeben muss, damit der Druck gegen die Wände des Mastenloches pro Flächeneinheit auf das für die betreffende Bodenart noch zulässige Mass verringert wird. Dagegen ist die etwa erforderliche Erdung der Masten auf solchen

---

[12]) Beschlossen in der Generalversammlung des Verbandes Deutscher Elektrotechniker in Mannheim (Juni 1903) und in der Generalversammlung der Vereinigung der Elektrizitätswerke in Wien 26. Mai 1903.

[13]) Vergl. S. 1103 die Abstände nach den alten Bestimmungen.

[14]) Der abweichende Text in den neuen Vorschriften ist gesperrt gedruckt.

Strecken meistens leicht zu erreichen, weil der Grundwasserspiegel nicht sehr tief unter der Oberfläche zu stehen pflegt.

Auf Strecken mit felsigem Grund wird natürlich das Aussprengen der Mastenlöcher erheblich teurer, als wenn man das Mastenloch durch Bohrer oder durch Ausgraben herstellen kann. Auch ist die Herstellung einer guten Erdung auf felsigem Untergrund nicht so leicht zu erreichen wie bei weicheren Bodenarten.

Da alle Knickpunkte verstärkte Masten, Fangvorrichtungen für den Draht etc. erfordern und dadurch die Anlage verteuern, wird man die Linie der Fernleitung soweit wie möglich gerade zu machen suchen.

Liegen im Zuge einer vorläufig gewählten Linie kleinere Ortschaften, in welchen die Durchführung oberirdischer Leitungen nicht gestattet wird, so ist es im allgemeinen vorzuziehen, die Orte mit einer oberirdischen blanken Leitung zu umgehen, anstatt sie mit unterirdischen Kabeln zu kreuzen, auch wenn die gewählte Spannung noch die Verwendung von Kabeln gestatten würde. (Die höchste in längerem Betriebe befindliche Spannung ist bis heute 20000 Volt, die Kabelfabrikanten erklären sich aber schon bereit, Garantien bis zu 40000 Volt zu übernehmen.) Ein Kostenvergleich wird meistens ergeben, dass das Kabel pro lfm. doppelt und dreifach so teuer ist als die Hochspannungsleitung von der gleichen Leistungsfähigkeit. Überdies ist es mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit unerwünscht, in einer blanken Fernleitung streckenweise längere unterirdische Kabel zu haben.

Die Kreuzung von Telephon- und Telegraphenleitungen erfolgt am besten so, dass man die Linien der Schwachstromleitungen in einem oder mehreren Kabeln vereinigt und unterirdisch unter die Hochspannungsleitung hindurchlegt. Soll die Kreuzung oberirdisch erfolgen, so muss durch ein Schutznetz aus Eisendraht bei einem Drahtbruch die Berührung der Schwachstromleitung mit der Hochspannungsleitung unmöglich oder unschädlich gemacht werden, oder es müssen an der betreffenden Stelle alle Teile der Leitungsanlage mit entsprechend erhöhter Sicherheit[15]) ausgeführt werden. Ob man die Schwachstromleitung oberhalb oder unterhalb der Hochspannungsleitung hinwegführt, hängt von der Zahl der Drähte in dem einen oder anderen Netz ab (vergl. § 23 ad s der alten und § 22 ad h der neuen Sicherheitsvorschriften). Man wird diejenige Leitung überführen, bei welcher die Überführung die geringsten Kosten verursacht und die Kreuzung möglichst rechtwinklig herstellen, um die induktiven Einwirkungen an der Kreuzungsstelle und die Kosten der Schutzvorrichtungen tunlichst zu verringern. Der geringste Abstand der Hochspannungsdrähte von den Schwachstromdrähten muss 2,0 m betragen, wird aber meistens grösser gewählt. Für die Rücksichten, welche bei Verlegung von Hochspannungsleitungen auf Telegraphen- und Telephonleitungen zu nehmen sind, ist in Deutschland das „Gesetz über das Telegraphenwesen des Deutschen Reiches vom 6. April 1892" und das „Telegraphenwege-Gesetz vom 18. Dezember 1899" massgebend.

Wenn Schwachstromleitungen mit Erdrückleitung parallel mit Hochspannungsleitungen laufen, werden bei Entfernungen von 15,0 m und mehr zwischen den äussersten Drähten bis zu 60000 Volt Starkstromspannung kaum noch betriebsstörende Einwirkungen auf die Schwachstromleitungen vorkommen, solange die Starkstromleitung intakt ist. Indessen die in dieser Beziehung gemachten und veröffentlichten Erfahrungen weichen in ihren Ergebnissen noch stark voneinander ab.

---

[15]) Vergl. die Normalien für Freileitungen ad III „Besondere Bestimmungen zur Vermeidung von Schutznetzen", gültig vom 1. I. 08 ab. Elektr. Zeitschr. 1907. S. 826.

Bei der schon erwähnten Anlage der Washington Water Power Company in Spokane (Washington)[16], bei welcher in der Hochspannungsleitung eine Spannung von 60000 Volt herrscht, liegt in einer Entfernung von 12,0 m mehrere km parallel mit der Hochspannungslinie eine Telephonleitung, welche nur Störungen erleiden soll, wenn ein Leiter der Hochspannung zufällig geerdet ist.

Bei der Fernleitung der Urft-Talsperre mit 34000 Volt ist grundsätzlich der gegenseitige Abstand von Hochspannung und Schwachstromleitung zu mindestens 10,0 m angenommen und durchgeführt. Zwischen den Orten Heimbach und Unter-Vlatten, wo die Hochspannungsleitung auf der einen und eine eindrähtige Telephonleitung an der anderen Seite der Strasse 4,0 km nebeneinander verliefen und an der engsten Stelle noch über 11,0 m voneinander entfernt lagen, ergab sich eine solche Beeinträchtigung der Sprachbetriebe, dass die Fernsprechleitung doppeldrähtig ausgeführt werden musste. Die Störungen bestanden in einem unausgesetzten, trompetenartigen Brummen, in andauerndem Fall der Anrufklappen bei der in die Leitung eingeschalteten Vermittlungsstelle in Embken, in knallartigen Geräuschen in den Fernhörern der Teilnehmerstellen sowie in häufigem Ansprechen der Wecker bei den Sprechstellen und Verkehrsanstalten[17].

Liegen an einem Wege, an welchem man eine Hochspannungsleitung verlegen will, auf beiden Seiten Schwachstromleitungen, so wird man meistens dazu greifen, die eine Schwachstromleitung zu verlegen und sie mit der anderen möglichst auf einem und demselben Gestänge zu vereinigen. Lässt sich eine Entfernung von mindestens 15,0 m zwischen einer Hochspannungsleitung und einer parallel laufenden Schwachstromleitung mit Erdrückleitung nicht erzielen, so muss man die Schwachstromleitung zweidrähtig herstellen und sie in gewissen gleichen und symmetrischen Abständen verdrillen, um die Induktionswirkungen tunlichst aufzuheben. Statt der Verdrillung kann man auch zu demselben Zwecke die Leitungen in gewissen gleichen und symmetrischen Abständen rechtwinklig kreuzen.

3. Das Leitungsmaterial. Die Fernleitung des hochgespannten elektrischen Stromes erfolgt meistens in blanken Leitungen, welche auf Masten an Porzellanisolatoren festgebunden sind.

Das bei weitem am häufigsten verwendete Leitungsmaterial ist mittelhart oder hartgezogenes Kupfer. Für die höchst zulässigen Stromstärken in isolierten und blanken Kupferleitungen hatte der Verband Deutscher Elektrotechniker die in der nachstehenden Tabelle wiedergegebenen Normalien aufgestellt. Die angegebenen Stromstärken für blanke Kupferleitungen werden in der Praxis schon mit Rücksicht auf die Energieverluste meistens auch für Freileitungen als höchstens zulässig angesehen, wenngleich in den alten Verbandsvorschriften § 5 ad b gesagt war: „Auf Freileitungen finden die vorstehenden Zahlenbestimmungen keine Anwendung.“

Auch die neuen Vorschriften geben in § 20 bezüglich der zulässigen Belastung keine zahlenmässigen Vorschriften, sondern stellen nur als allgemeine „Ausführungsregel“ den Satz auf:

„Solche Leitungen sind in jedem Falle so zu bemessen, dass sie durch den stärksten normal vorkommenden Betriebsstrom keine für den Betrieb oder die Umgebung gefährliche Temperatur annehmen können.“

Aus besonderen Gründen können bei Fernleitungen ausser Kupfer auch andere Leitungsmaterialien, wie z. B. Eisen, Siliziumbronze, Aluminium und Aluminiumbronze etc. verwendet werden. Mitunter (bei sehr grossen Spannweiten) sind grössere Zugfestigkeiten des Materials pro qmm notwendig, als Normalkupfer aufweist, sodass schon deshalb die Wahl eines anderen Materials geboten ist. Für die Verwendung von Aluminium an Stelle von Kupfer spricht besonders seine grössere Billigkeit.

---

[16]) Clarence Feldmann, Reisebriefe aus Amerika. Elektr. Zeitschr. 1904. Heft 28. S. 598.

[17]) Archiv für Post und Telegraphie Nr. 3. Februar 1906. S. 77 und Elektr. Zeitschr. 1906. Heft 25. S. 590.

Höchste zulässige Betriebs-Stromstärke für oberirdische Leitungen[18]).

Querschnitt in qmm	Ampère für isolierte Leitungen	Ampère für blanke Leitungen	Querschnitt in qmm	Ampère für isolierte Leitungen	Ampère für blanke Leitungen
0,75	4	4	95	165	190
1,0	6	6	120	200	240
1,5	10	10	150	235	300
2,5	15	15	185	275	370
4,0	20	20	240	330	480
6,0	30	30	310	400	620
10,0	40	40	400	500	800
16,0	60	60	500	600	1000
25,0	80	80	625	700	1250
35,0	90	90	800	850	1600
50,0	100	100	1000	1000	2000
70,0	130	140	—	—	--

In Amerika hat z. B. die Standard Electric Company von ihrem Krafthause in Electra auf 246 km Drehstrom (früher mit 36000 Volt, neuerdings mit 55000 Volt) nach San Francisco in 3 Aluminiumkabel von je 100 qmm Querschnitt geleitet.

Die Zugfestigkeit des Aluminiums ist kleiner als die des hartgezogenen Kupfers[19]). Deshalb wurde bei der erwähnten Anlage noch eine zweite Leitung in 8,0 m Abstand von der ersten und mit der gleichen Leitfähigkeit als oberirdisches Kupferkabel verlegt, sodass man wenigstens immer eine Leitung zur Verfügung hat.

Bei dem Lechwerk-Gersthofen wurden zur Leitung und Rückleitung des Stromes nach den ganz in der Nähe der Krafthäuser liegenden Fabriken in einem unterirdischen Kanale je 16 Aluminiumschienen von 18,5/120 mm verlegt (S. 569).

Bei der Fernleitung des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes Hagneck ist versuchsweise eine 1 km lange Strecke der Fernleitung aus Aluminiumdrähten hergestellt (S. 479).

Bezüglich der Verwendung unterirdischer Kabel für den Transport von Energie, welche für grosse Entfernungen wegen der hohen Kosten der Kabel selbst und ihrer Verlegung kaum in Frage kommen, kann auf Abschnitt 12 verwiesen werden.

Der Ohmsche Widerstand w eines Drahtes in Ohm ist gleich dem spezifischen Widerstand des Materials in Ohm, multipliziert mit der Drahtlänge l in m und dividiert mit dem Querschnitt q des Leiters in qmm. Also w für Kupfer $\backsimeq \frac{l \, . \, 0{,}0175}{q} \backsimeq \frac{l}{57 \, . \, q}$ in Ohm.

Unter Leitfähigkeit ist nach den Festsetzungen des Verbandes der reziproke Wert des spezifischen Widerstandes, also dem Zahlenwerte nach die Anzahl Meter Draht auf 1 Ohm und 1 qmm Querschnitt verstanden.

In der nachstehenden Zahlentafel[20]) sind der spezifische Widerstand in Ohm, die Leitfähigkeit bei 15° C., die Widerstandszunahme in ‰ pro 1° C. und das spezifische Gewicht für verschiedene Leitungs-Materialien angegeben. Für die Berechnung der Leitungsquerschnitte werden meistens die Zahlen der Spalten 2 und 4 zugrunde gelegt.

---

[18]) Hirsch-Wilking, Elektro-Ingenieur-Kalender 1904. S. 129. Dr. C. Weber, Erläuterungen zu den Sicherheitsvorschriften etc. 1905. S. 39.

[19]) Die vom 1. Januar 1908 ab gültigen „Normalien für Freileitungen" lassen bei hartgezogenem Kupfer 12 kg/qmm, bei Aluminiumdraht bis zu 9 kg/qmm Zugbeanspruchung zu. Elektr. Zeitschr. 1907. S. 825. Die „Normalien für Freileitungen" sind in Sonderabdrücken bei Julius Springer, Berlin, Monbijou-Platz 3 käuflich.

[20]) F. Uppenborn: Deutscher Kalender für Elektrotechniker. 1905. S. 146.

Spezifisches Gewicht, spezifischer Widerstand und Leitfähigkeit verschiedener Materialien.

Bezeichnung des Metalls	Spezifischer Widerstand in Ohm bei 15° C. auf 1 m Länge und 1 qmm Querschnitt	Zunahme pro 1° C. Wärmezunahme in Tausendsteln	Leitfähigkeit bei 15°	Spezifisches Gewicht
1	2	3	4	5
Aluminium gewalzt	0,02874	3,7	34,8	2,70
Eisen rein	0,104	4,8	9,6	7,86
Eisentelegraphendraht	0,135	4,8—4,5	7,4	7,65
Stahlschienen	0,103—0,224	—	9,7—4,5	—
Blei gepresst	0,20	3,7	5,0	11,37
Graphit und Retortenkohle	13—100	0,8—0,2	0,08—0,01	2,3—1,9
Reines Kupfer	0,0162	4,0	etwa 62	—
Deutches Kupfer normal	0,01667	4,0	60	8,913
Deutches Kupfer weich	0,0172	4,0	58,1	8,913
Deutches Kupfer hart	0,0175	4,0	57,0	8,913
Englisches Standardising Committee-Kupfer weich	0,0168	4 02	59,4	8,913
Englisches Standardising Committee-Kupfer hart	0,0172	4,02	58,3	8,913
Nickel	0,11—0,13	4,0—3,0	9,0—7,5	8,9
Platin	0,094	2,35	10,7	21,5
Quecksiber	0,958	0,873	1,049	13,55
Messingdraht (30% Zinn)	0,085—0,065	1,2—2,0	12—15	8,3

4. Die wirtschaftlich günstigste Spannung für die Fernleitungen. In dem § 6, B. Die elektrische Einrichtung der Krafthäuser, S. 1070, ist bereits hervorgehoben, dass die Technik heute Spannungen bis zu 80000 Volt in allen Einzelheiten beherrscht und in Tabelle I, S. 1085 sind eine ganze Reihe von Anlagen namhaft gemacht worden, bei denen Spannungen von 60000 Volt und mehr zur Anwendung gekommen sind. Neuerdings hat Thury (S. 460 u. S. 1084) bei Genf Versuche mit Spannungen von 120000 Volt gemacht, bei denen sich noch eine genügende Isolation ergeben haben soll.

Schon bei Spannungen von 40000 Volt fangen die Drähte in der Dunkelheit zu leuchten an, und es treten bei feuchtem Wetter starke Entladungserscheinnngen an den Isolatoren auf[21]). Allgemein verwendbare, genauere Angaben über die Energieverluste durch diese Erscheinungen liegen nach Wissen des Verfassers bis heute noch nicht vor. Immerhin bieten die folgenden Angaben von Robert M. Friese[22]) über die Energieverluste in Watt an einer Hochspannungsglocke nach dem Deltatyp der Porzellanfabrik Hermsdorf-Klosterlausnitz (Taf. LXXXI, Fig. 2) gute Anhaltspunkte.

[21]) Dr. Gustav Benischke, Die wissenschaftlichen Grundlagen der Elektrotechnik. Kap. 14. Ferner von demselben Autor, Das elektrische Verhalten der Freileitungsisolatoren und ihre Beurteilung. — Elektr. Kraftbetrieb und Bahnen 1908. Heft 3. S. 41 u. ff. mit zahlreichen Abbildungen solcher Entladungen.

[22]) Robert M. Friese, Elektr. Zeitschr. 1903. S. 1030. Ferner von demselben Autor, Das Porzellan als Isolier- und Konstruktions-Material in der Elektrotechnik. 1904. S. 90 u. ff.

Wattverlust in Hochspannungsglocken durch Randentladungen bei strömendem Regen.

Spannung zwischen Bund und Stütze des Isolators bei Wechselstrom und 50 Perioden		Verlust in Watt
5 000	Es ist hierbei zu beachten, dass bei gutem Zustande der Leitungsanlage die Spannung zwischen Bund und Stütze bei Einphasenstrom nur $\frac{E}{2}$, bei Drehstrom $= \frac{E}{\sqrt{3}}$ der Betriebsspannung E beträgt. Nur wenn nach Bruch eines Isolators ein Draht auf die Stütze fällt, kann die volle Betriebsspannung zwischen Bund und Stütze zur Geltung kommen.	0,025
10 000		0,098
15 000		0,220
20 000		0,392
25 000		0,612
30 000		0,882
35 000		1,200
40 000		1,568
45 000		1,985
50 000		2,450

Aus dieser Tabelle ergibt sich, dass die Verluste bei dem untersuchten Deltatyp ungefähr im Quadrat der Spannung zunehmen.

Für die Wahl der Betriebsspannung gilt als sogenannte Faustregel in der Praxis vielfach, dass man bei 1,0 km mit 1000 Volt beginnend, die Spannung mindestens um so viel mal 500 Volt erhöht, als die Fernleitung Kilometer länger ist, sodass man bei 80 km 40500 Volt haben würde. Aus den auf S. 1070 u. ff. mitgeteilten Formeln (für die Berechnung des Querschnitts, der Energieverluste und des Spannungsabfalls von Fernleitungen) geht hervor, dass die Kupferkosten einer Fernleitung im umgekehrten quadratischen Verhältnis zu der Spannung stehen. Wenn man also einen Kupferquerschnitt q bei 10000 Volt berechnet hätte, so würde der Querschnitt der Leitung bei 20000 Volt nur q/4 zu sein brauchen. Auf S. 1079—1081 sind Einzelpreise von elektrischen Maschinen, in Kap. I, Tab. VIII, S. 260 zusammenfassende Preisangaben für die ganze elektrische Einrichtung von Krafthäusern und in Tab. IX, S. 261 von Transformatorenanlagen gegeben. Auf S. 259 sind ferner Angaben hinzugefügt, wie ungefähr die Preise der elektrischen Einrichtungen des Krafthauses und der Transformatorenanlagen von der Spannung abhängig sind.

Von der Spannung sind theoretisch die Kosten des Gestänges insofern abhängig, als mit wachsender Spannung die Drahtquerschnitte, also auch die Drahtgewichte abnehmen, die Beanspruchungen demnach kleiner werden und das Gestänge schwächer und billiger werden könnte. Andererseits werden aber die Isolatoren und ihre Stützen schwerer und die höhere Spannung erfordert meistens grössere Aufwendungen für den Schutz benachbarter Schwachstromleitungen, auch wird die Montage etwas teurer, sodass man im Endresultat die Kosten des Gestänges als fast unabhängig von der Spannung bezeichnen darf. Erheblicher werden durch die Spannung aber die Kosten der Isolatoren und deren Halter beeinflusst (vergl. Abschnitt 8).

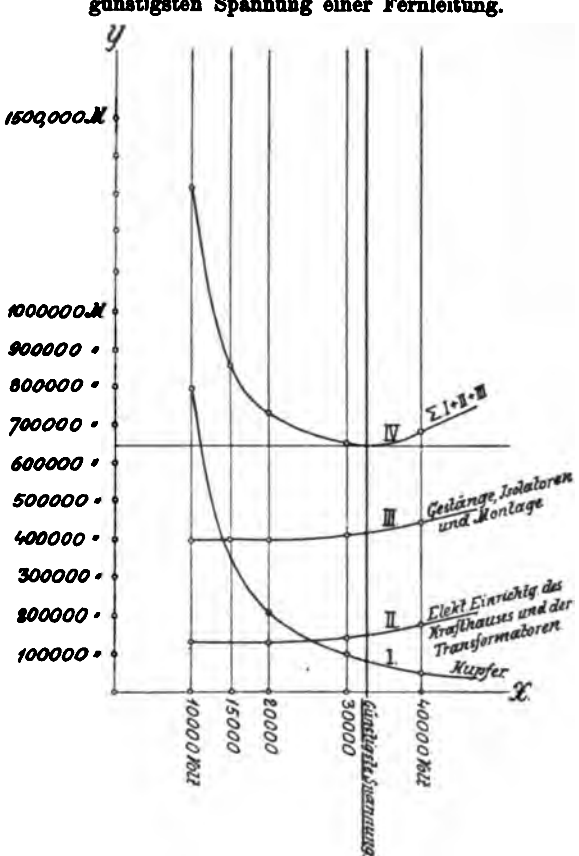
Trägt man in einem Koordinatensystem auf der X-Achse die Spannungen in Volt, auf der Y-Achse die Kupferkosten $K = q \cdot \gamma_1 \cdot k \cdot l \cdot n$ in] Mk. auf (hierin bedeuten q den Querschnitt eines Drahtes in qmm, γ_1 das Gewicht von 1000 cbmm Leitungsmaterial in kg — (für Kupfer $\gamma_1 = 0{,}00891$) —, k die Kosten des Kupferdrahtes pro kg in Mk. frei Baustelle, l die einfache Drahtlänge in m und n die Zahl der Drähte), so entsteht, wenn man etwa für 4 bis 5 verschiedene Spannungen die Kupferkosten berechnet und aufträgt, eine Kurve wie z. B. die Kurve I in Abb. 410. Wenn man dann in demselben System die Kosten der Maschinen und Transformatoren durch die Kurve II und die Kosten des Gestänges, der Montage und der Isolatoren etc. in Kurve III, — beide Kurven gleichfalls in ihrer Abhängigkeit von der Spannung, — dar-

stellt, die Kosten ad I, II, III addiert und die $\Sigma(I + II + III)$ in einer Kurve IV zur Darstellung bringt, so wird der Scheitelpunkt dieser Kurve die günstigste Spannung anzeigen[23]).

Aus Rücksicht auf die Festigkeit der Kupferdrähte sollen nach § 5c der alten und § 20 ad 3 der neuen Sicherheitsvorschriften Kupferdrähte von weniger als 10 qmm Querschnitt bei Hochspannungsleitungen nicht verwendet werden; es ist damit also bei kleinen Leistungen eine Begrenzung der Spannung gegeben, da es zu keinen Ersparnissen an Kupfer führen würde, die Spannung zu erhöhen.

Mit der Umformung des Stromes von einer Spannung in die andere sind stets Effektverluste verbunden. Geschieht dieselbe wie bei Wechselstrom durch Transformatoren, so sind die Verluste zwar gering (etwa 2—3 %, S. 1047), aber die Verluste hören auch dann nicht ganz auf, wenn die Leitung unbelastet ist. Bei der Umformung von Wechselstrom in Gleichstrom durch sogen. rotierende Umformer beträgt der Verlust je nach der Belastung etwa 6—15 %, bei der Umformung von Wechselstrom in Gleichstrom oder von hochgespanntem Gleichstrom in niedriger gespannten Gleichstrom durch aneinander gekuppelte Motoren und Stromerzeuger wird der Verlust je nach der Belastung 12—30 % betragen. Dieser Umstand in Gemeinschaft mit der Rücksicht auf die Ersparnis an Anlagekosten war die Veranlassung, weswegen man bei einer Reihe von Anlagen bestrebt gewesen ist, die Maschinenspannung so hoch zu wählen, dass eine Transformierung des Stromes in dem Krafthause entbehrlich wurde. Die in § 6 A (S. 1003) gegebene Tabelle gibt eine diesbezügliche Übersicht. Über die Höhe der Spannung, bis zu welcher Wechselstromerzeuger mit vollkommener Betriebssicherheit gebaut werden können oder aus betriebstechnischen Gründen am besten gebaut werden sollten, gehen die Ansichten der Elektrotechniker zurzeit noch auseinander (vergl. S. 1044). Erinnert sei hier daran, dass die Drehstromerzeuger in dem Krafthause Morbegno den Strom direkt mit 20000 Volt erzeugen und seit Jahren ohne Anstand laufen. Allerdings beträgt bei diesen Maschinen die Periodenzahl nur 15 und die Kupferquerschnitte sind so gross gewählt, dass eine schädliche Erwärmung ausgeschlossen ist (vergl. S. 394). Infolgedessen sind die Maschinen verhältnismässig teuer geworden.

Abb. 410. Zeichnerische Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Spannung einer Fernleitung.



---

[23]) Carl Fred. Holmboe, Berechnung und Ausführung der Hochspannungsfernleitungen. Berlin 1905. S. 52.

5. Der wirtschaftlich günstigste Drahtquerschnitt, abgeleitet aus dem wirtschaftlich günstigsten Wirkungsgrad der Fernleitung. Nachdem auf Grund der Angaben im Abschnitt 4 eine wirtschaftlich günstigste Spannung rechnerisch und graphisch ermittelt und eine vorläufige Wahl der Spannung getroffen ist, wäre noch die Frage nach dem wirtschaftlich günstigsten Kupferaufwand für die Leitung zu stellen, soweit derselbe von dem Wirkungsgrad (Energieverlust) in der Fernleitung abhängig ist.

In Wirklichkeit schwankt der Energiebedarf während des Betriebes in weiten Grenzen und zwar sowohl innerhalb eines Kalendertages als auch innerhalb der einzelnen Tage des Jahres, und jedem verschiedenen Belastungszustande entspricht auch ein verschiedener Wirkungsgrad der Fernleitung. Man kann in den wirtschaftlichen Berechnungen aber nicht alle diese Schwankungen einzeln betrachten, sondern wird sie durch eine passende Wahl eines Durchschnittswertes A_2 berücksichtigen müssen. Auf Grund der wirtschaftlichen Vorarbeiten wird man sich ein vorläufiges Bild über den durchschnittlichen gleichzeitigen Bedarf an Energie A_2 in KW an den Transformatorenstellen des Konsumgebiets, d. h. also am Ende der Fernleitung zu machen haben. Bei Wechselstromanlagen wird fast immer auf konstante Spannung am Ende der Fernleitung reguliert (S. 1041) und die Schwankungen im Energiekonsum werden durch die schwankende Stromstärke J und durch die Regulierung der Dynamospannung ausgeglichen. Man wird bei Feststellungen des Bedarfs in einer projektierten Anlage in der Regel einen mehrjährigen (5—10 jährigen) Abschnitt nach der Betriebseröffnung ins Auge fassen und das erste Betriebsjahr nach der Betriebseröffnung, welches meistens vorübergehende, anormale Zustände zeigt, ausscheiden. Ob man dann den voraussichtlichen Betriebszustand im letzten Jahre des betrachteten Zeitabschnitts zugrunde legen will oder einen durchschnittlichen Zustand während desselben, hängt von den besonderen Verhältnissen ab. Im erstgenannten Falle würde der Leitungsquerschnitt für die Jahre bis zu dem letzten, welches der Rechnung zugrunde gelegt wurde, vom wirtschaftlichen Standpunkte aus zu gross sein und das Zuviel der in v. H. der Anlagekosten ausdrückbaren Betriebskosten der Fernleitung würde bis zu dem Endjahre das wirtschaftliche Ergebnis ungünstig belasten. Dagegen würde der von dem Wirkungsgrad der Fernleitung herrührende Verlust an Arbeitsfähigkeit (vorausgesetzt, dass der Kraftbedarf allmählich von Jahr zu Jahr wächst) von einem kleineren Wert im ersten Betriebsjahre erst allmählich zu der für das letzte Betriebsjahr eines gewählten Zeitabschnittes angenommenen zahlenmässigen Höhe anwachsen. Nimmt man dagegen ein durchschnittliches Jahr als Grundlage, so würden die Leitungskosten dem durchschnittlichen Kraftbedarf entsprechen, also die Anlagekosten kleiner und demnach auch die in v. H. der Anlagekosten ausgedrückten Betriebskosten kleiner werden als im erstgedachten Falle. Die Wertverluste an Arbeitsfähigkeit in der Fernleitung würden in den ersten Jahren zwar auch kleiner, in den letzten Jahren aber grösser als der zugrunde gelegte Durchschnitt sein.

Wenn die Wasserkraft im Verhältnis zu dem Kraftbedarf im Konsumgebiet reichlich gross ist, und wenn auch keine günstigen Aussichten vorliegen, neue Abnehmer in absehbarer Zeit heranzuziehen, oder wenn über einen gewissen Konsum hinaus für den Rest der Energie nur schlechte Preise zu erzielen sind, kommt es auf den Energieverlust in der Fernleitung selbst weniger an. Die Erzeugungskosten im Krafthause wachsen bei Wasserbetrieb nicht erheblich dadurch, dass man anstatt $A_2 . a$ KW-Stunden jährlich $\frac{A_2}{\eta} . a$ KW-Stunden erzeugt, sofern man mit den aufgestellten Maschinen noch die Lei-

stung $\frac{A_{2max}}{\eta_m}$ bewältigen kann. A_{2max} bedeutet hierbei die höchste Belastung, welche vorkommen kann und η_m den Wirkungsgrad der Fernleitung für die Belastung A_{2max}, ausgedrückt in v. H. $\frac{A_2}{\eta}$ ist $\cong A_1 \cong$ der durchschnittlichen Maschinenleistung in dem Krafthause. Der durchschnittliche Verlust in der Leitung ist demnach $= A_2 \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)$.

Umgekehrt wenn die Wasserkraft im Verhältnis zum Bedarf klein ist und eine sehr grosse Ausnutzungsdauer (in Stunden pro Jahr ausgedrückt) erwartet werden kann, so hat man ein wirtschaftliches Interesse daran, Leitungsverluste nach Möglichkeit zu vermeiden, denn man wird verhältnismässig hohe Preise erzielen können und der durch den Energieverlust in der Leitung verursachte Verlust in Mk. wird einen verhältnismässig grossen Betrag ausmachen.

Wenn einer Kraftquelle die Versorgung eines gewissen Konsumgebietes mit Kraft obliegt, so muss der Unternehmer, sei es auf Grund von Verträgen, sei es durch die Macht der Verhältnisse gezwungen, dem auftretenden schwankenden Bedarf auch dann entsprechen, wenn dieser Bedarf zeitweise unerwünscht kommt, und er muss unter Umständen zu dem Aushilfsmittel der Reserve in Wärmekraftmaschinen greifen, wodurch die Anlage und die Erzeugungskosten wachsen. Nach den Angaben S. 18 und 322 hatten am 1. April 1905 von 362 im Betriebe befindlichen deutschen Wasserkraft-Elektrizitätswerken 237, also rund 65%, Reserven in Wärmekraftmaschinen.

Der letztgenannte Gesichtspunkt würde u. U. bei den Annahmen der Zahlenwerte für $\varkappa_2$ (S. 1098) in dem nachstehend erläuterten Rechnungsgange zu berücksichtigen sein.

Der Wert des jährlichen Verlustes an Arbeitsfähigkeit in der Fernleitung lässt sich angenähert ausdrücken durch

$$V = A_2 \cdot \left(\frac{1}{\eta} - 1\right) \cdot a \cdot \varkappa_1 \text{ in Mk.,} \tag{1}$$

worin bedeuten:

A_2 die durchschnittliche gleichzeitige Leistung am Ende der Fernleitung in KW,
a die durchschnittliche Betriebsdauer in Stunden,
$\varkappa_1$ den durchschnittlichen Nutzwert (Einnahme abzüglich Ausgabe) einer KW-Stunde in Mk.

Um die schwankenden einzelnen Bedarfszustände zunächst angenähert (vergl. Gleichung 22) zu berücksichtigen, würde zu setzen sein, da $a = a' + a'' + \ldots\ldots a^{n'}$ ist,

$$A_2 = \frac{A_2' \cdot a' + A_2'' \cdot a'' \ldots\ldots A_2^{n'} a^{n'}}{a' + a'' \ldots\ldots\ldots a^{n'}}. \tag{4}$$

Ausser dem **direkten** Wertverlust an Arbeitsfähigkeit $\varkappa_1$, welcher u. U. gleich 0 werden kann, entsteht dadurch ein Verlust, dass man in dem Krafthause die in der Leitung verloren gehende Energiemenge erzeugen muss. Bei Ermittlung der Erzeugungskosten wird man die **indirekten Betriebskosten nicht zu berücksichtigen haben, sofern wegen der Mehrerzeugung von**

$$A_{2max}\left(\frac{1}{\eta_m} - 1\right)$$

keine Erweiterung der Anlage nötig wird. Die wegen der stärkeren Belastung der Maschinen theoretisch erforderlichen grösseren Rücklagen in den Erneuerungsfonds kann man, weil sie unerheblich sind, bei diesen Rechnungen vernachlässigen, um sie nicht unnötig kompliziert zu machen. Für reine Wasserkraftanlagen würden also die Betriebskosten nach Anleitung der Tabellen XI bis XIII (S. 272—275) zu berechnen und hierin nur die direkten Betriebskosten in die Rechnung einzufügen sein.

Bei Erzeugung durch Wärmekraftmaschinen wäre nach Anleitung der Angaben in den Tabellen XIX bis XXVI (S. 296 bis 307) zu rechnen. Findet der Betrieb als gemischter Betrieb von Wasserkraft und Dampfkraft statt, so können die Tabellen XXX und XXXI (S. 318—321) als Anleitung dienen.

Bezeichnet man diese Kosten für die Erzeugung der Energiemenge $A_2\left(\frac{1}{\eta}-1\right)$ pro KW-Stunde mit x_2 in Mk., so würden infolge des Effektverlustes in der Fernleitung in Geldeswert ausgedrückt

$$P_1 = A_2\left(\frac{1}{\eta}-1\right).\, a\,(x_1+x_2) \text{ Mk.} \tag{5}$$

verloren gehen.

Es fragt sich nun, welcher Wert von η ist der wirtschaftlich günstigste?

Für eine Drehstromanlage mit drei Kupferdrähten ist der sogenannte Ohmsche Energieverlust, welcher für die beabsichtigte Rechnung allein in Betracht kommt, nach (12) S. 1075:

$$3\,J^2 .\, w = A_2\,1000\left(\frac{1}{\eta}-1\right) \text{ in Watt.} \tag{6}$$

Es ist $w=\frac{l}{57\,q}$ in Ohm = dem Ohmschen Widerstand eines Drahtes (S. 1092), l seine Länge in m, q bedeutet den Querschnitt in qmm und A_2 die Leistung in KW.

Es ist ferner bei Drehstrom mit drei Drähten die Stromstärke pro Draht in Ampère (vergl. Formel (6) S. 1074)

$$J = \frac{A_2 .\, 1000}{E_2\,\sqrt{3}\cos\varphi_2}, \tag{7}$$

wenn E_2 die Betriebsspannung in Volt am Ende der Leitung, φ_2 den ∢ der Phasenverschiebung zwischen Strom und Spannung am Ende der Leitung und A_2 die Leistung in KW bedeuten. Demnach wird der Energieverlust

$$3\left[\frac{A_2 .\, 1000}{E_2\,\sqrt{3}\cos\varphi_2}\right]^2 .\, \frac{l}{57\,q} = A_2 .\, 1000\left(\frac{1}{\eta}-1\right) \text{ in Watt} \tag{8}$$

und der Querschnitt eines Drahtes

$$q = \frac{A_2\,l .\, 1000}{57 .\, (E_2\cos\varphi_2)^2\left(\frac{1}{\eta}-1\right)} \text{ in qmm.} \tag{9}$$

Es betragen, wenn die Leistung A_2 in KW ausgedrückt wird, die Kupferkosten der Leitung mit 3 Drähten für Drehstrom

$$K_D = 3\,q .\, \gamma_1 .\, k .\, l = \frac{3\,A_2\,l^2\,\gamma_1\,k .\, 1000}{57 .\, (E_2\cos\varphi_2)^2\left(\frac{1}{\eta}-1\right)} \text{ in Mk.,} \tag{10}$$

worin γ_1 das Gewicht von 1000 cbmm Kupferdraht in kg und k die Kosten für 1 kg Kupferdraht in Mk. bedeuten.

Wenn man die jährlichen indirekten Betriebskosten der Fernleitung (Verzinsung, Erneuerung und Tilgung) in v. H. der Anlagekosten für Kupferdraht ausdrückt, und den Faktor mit ε bezeichnet, so werden die jährlichen Betriebskosten der Fernleitung:

$$P = \frac{3\,A_2\,l^2\,\gamma_1\,k .\, \varepsilon .\, 1000}{57 .\, (E_2\cos\varphi_2)^2\left(\frac{1}{\eta}-1\right)} = \frac{\zeta}{\left(\frac{1}{\eta}-1\right)}. \tag{11}$$

Da die für die Verzinsung, Tilgung und Erneuerung des Gestänges und der Isolatoren, sowie für Unterhaltung und Bedienung der Fernleitung aufzuwendenden Betriebskosten nicht von dem Wirkungsgrad, den man zulassen will, abhängen, so können dieselben durch eine Konstante C ausgedrückt werden. Es werden also die indirekten Gesamtbetriebskosten der Fernleitung

$$P = \frac{\zeta}{\left(\frac{1}{\eta} - 1\right)} + C. \tag{11a}$$

Die jährlichen durch die Energieverluste in der Fernleitung verursachten Verluste an Arbeitsleistung in Mk. waren nach Formel (5), wenn A_2 in KW ausgedrückt wird:

$$P_1 = A_2 \left(\frac{1}{\eta} - 1\right) (\varkappa_1 + \varkappa_2) \, . \, a, \tag{12}$$

wofür zur Vereinfachung der Schreibweise $\xi \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)$ gesetzt werden mag.

Es muss nun für den günstigsten Wert von η die Summe

$$P + P_1 = \frac{\zeta}{\left(\frac{1}{\eta} - 1\right)} + \xi \left(\frac{1}{\eta} - 1\right) + C \tag{13}$$

ein Minimum, also der erste Differentialquotient = 0, und der zweite Differentialquotient positiv werden.

Betrachtet man anstatt η allein, zunächst den Ausdruck $\left(\frac{1}{\eta} - 1\right)$ als Variable und setzt

$$\left(\frac{1}{\eta} - 1\right) = Z$$

und den ersten Differentialquotienten von (13) = 0, so ist

$$0 = \frac{-\zeta}{Z^2} + \xi, \tag{14}$$

also der wirtschaftlich günstigste Wert von Z für Drehstrom

$$\left(\frac{1}{\eta_D} - 1\right) = \sqrt[2]{\frac{\zeta}{\xi}} = \sqrt[2]{\frac{3 \, . \, l^2 \, . \, \gamma_1 \, k \, . \, \varepsilon \, . \, 1000}{57 \, . \, (E_2 \, . \cos \varphi_2)^2 \, . \, a \, . \, (\varkappa_1 + \varkappa_2)}}.$$

Da der zweite Differentialquotient positiv wird, so handelt es sich um ein Minimum, und der günstigste Wirkungsgrad der Leitung für Drehstrom mit drei Drähten muss sein

$$\text{in v. H.} \; \eta_D = \frac{1}{\sqrt[2]{\frac{\zeta}{\xi}} + 1} = \frac{1}{\sqrt{\frac{3 \, l^2 \, \gamma_1 \, k \, . \, \varepsilon \, . \, 1000}{57 \, (E_2 \, . \cos \varphi_2)^2 \, . \, a \, (\varkappa_1 + \varkappa_2)}} + 1}. \tag{15}$$

Demnach der wirtschaftlich günstigste Querschnitt eines Drahtes bei Drehstrom (vergl. 9)

$$q = \frac{A_2 \, l \, . \, 1000}{57 \, (E_2 \, . \cos \varphi_2)^2 \left(\frac{1}{\eta_D} - 1\right)} = A_2 \sqrt{\frac{a \, . \, (\varkappa_1 + \varkappa_2) \, . \, 1000}{3 \times 57 \, (E_2 \, . \cos \varphi_2)^2 \, . \, \gamma_1 \, . \, k \, . \, \varepsilon}} \text{ in qmm.} \tag{16}$$

Es bedeuten also hierin A_2 die durchschnittliche Leistung am Ende der Leitung in KW, a die Betriebsdauer in Stunden, $\varkappa_1$ den Nutzwert (Einnahme — Ausgaben) einer KW-Stunde in Mk., $\varkappa_2$ die Erzeugungskosten einer KW-Stunde in Mk. (wofür in der Regel hier nur die direkten Kosten einzusetzen sind) (vergl. S. 1097), E_2 die Spannung in Volt, φ_2 den ∢ der Phasenverschiebung zwischen Strom und Spannung am Ende der Fernleitung, γ_1 das Gewicht von 1000 mm³ Leitungskupfer in kg (= 0,0089), k die Kosten von einem kg Kupferdraht in Mk., ε der Satz mit welchem nach Division mit

100 zur Deckung der Verzinsung, Tilgung und Erneuerung des Kupferdrahtes seine Anschaffungskosten zu multiplizieren sind.

Für Einphasenwechselstrom wird der wirtschaftlich günstigste Wirkungsgrad

$$\eta_E = \frac{1}{\sqrt{\frac{2\, l^2 \gamma_1\, k\,.\,s}{57\,(E_2 \cos\varphi_2)^2\, a\,(\varkappa_1 + \varkappa_2)}} + 1} \tag{17}$$

und für Gleichstrom

$$\eta_G = \frac{1}{\sqrt{\frac{2\, l^2 \gamma_1\, k\,.\,s}{57\, E_2{}^2\, a\,(\varkappa_1 + \varkappa_2)}} + 1} \tag{18}$$

wonach sich die Formeln für den Drahtquerschnitt von selbst ergeben.

Es war nach Formel 4 zunächst die durchschnittliche Leistung A_2 ohne Rücksicht auf den Wirkungsgrad berechnet. Da aber die Leistung bei gegebenem Querschnitt von dem Wirkungsgrad abhängt und letzterer mit wachsender Leistung abnimmt, mit fallender Leistung aber bis zu dem Werte von 1 zunehmen kann, so ist noch eine Korrektur nötig. Hat man zunächst einen Wert für η und mit Hilfe desselben einen Wert für den Querschnitt q berechnet, so kann man nun eine genauere mittlere Leistung berechnen, indem man eine zweite Näherungsgleichung aufstellt von der Form

$$(A_2)\,.\,a\left(\frac{1}{\eta} - 1\right) = A_2{}'\,.\,a'\left(\frac{1}{\eta'} - 1\right) + A_2{}''\,.\,a''\left(\frac{1}{\eta''} - 1\right) + \ldots + A_2{}^{n'}\,.\,a^{n'}\left(\frac{1}{\eta^{n'}} - 1\right) \tag{19}$$

Wenn für $A_2{}'$, $A_2{}''$ und $A_2{}^{n'}$ auf Grund der wirtschaftlichen Vorarbeiten, wie oben geschehen, Annahmen gemacht werden, kann man für Drehstrom aus (8) die Werte von η', $\eta'' \ldots \eta^{n'}$ u.s.f. unter Einsetzung des zunächst ermittelten Wertes für den Drahtquerschnitt berechnen. Es ist z. B.

$$\eta' = \frac{1}{\frac{A_2{}'\,.\,l\,.\,1000}{(E_2 \cos\varphi_2)^2\,.\,57\,.\,q} + 1} \tag{20}$$

und

$$\left(\frac{1}{\eta'} - 1\right) = \frac{A_2{}'\, l\,.\,1000}{(E_2 \cos\varphi_2)^2\,.\,57\,.\,q} \tag{21}$$

Daraus lässt sich dann eine genauere durchschnittliche Leistung berechnen

$$(A_2) = \frac{A_2{}'\, a'\left(\frac{1}{\eta'} - 1\right) + A_2{}''\, a''\left(\frac{1}{\eta''} - 1\right) + \ldots + A_2{}^{n'}\, a^{n'}\left(\frac{1}{\eta^{n'}} - 1\right)}{a\left(\frac{1}{\eta} - 1\right)}, \tag{22}$$

wenn man den nach (15) zunächst ermittelten Wert von η einführt.

Man könnte dann nach (16) einen neuen Wert für den günstigsten Querschnitt berechnen und die Rechnung ein- oder mehrfach wiederholen, bis die gewünschte Genauigkeit erzielt ist. Jedenfalls ist aber zur zahlenmässigen Ermittlung des Wertverlustes an Arbeitsfähigkeit nach Gleichung (12) ein korrigierter Wert (A_2) einzuführen.

Beispiel: Es sei die einfache Länge der Fernleitung (Drehstrom) $l = 30000$ m; $\gamma_1 = 0{,}0098$ kg, die Kupferkosten pro kg $k = 1{,}8$ Mk.; $E_2 = 10000$ V., $\cos\varphi_2 = 0{,}8$,
der Ansatz für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals für das Kupfer $\frac{s}{100} = 0{,}052$,
die Betriebsdauer $a = a' + a'' + a''' = 1000 + 1500 + 500 = 3000$ Stunden,
$A_2{}'a' + A_2{}''a'' + A_2{}'''a''' = 2000 \times 1000 + 3500 \times 1500 + 5000 \times 500 = 9750000$ KW-Std. jährl.,
also vorläufig annäherungsweise $A_2 = \frac{9750000}{1000 + 1500 + 500} = 3250$ KW.

Die Stromstärke pro Draht ist nach (7)

$$J = \frac{3250 \,.\, 1000}{10000 \,.\, \sqrt{3} \,.\, 0{,}8} \cong 235 \text{ Ampère (vergl. Zahlentafel auf S. 1092).}$$

Da $a = 3000$ Stunden sein soll, werden die direkten Betriebskosten einer KW-Stunde im Krafthause gemessen nach Tab. XI, S. 273 bei einer Wasserkraftanlage von der für unser Beispiel passenden Grösse $\varkappa_2 \cong 0{,}00664$ Mk.

Der reine Nutzwert einer KW-Stunde sei $\varkappa_1 = 0{,}036$ Mk., also $\varkappa_1 + \varkappa_2$ abgerundet $= 0{,}043$ Mk., dann wird nach (11)

$$\zeta = \frac{3 \,.\, 3250 \,.\, 1000 \,.\, 30000^2 \,.\, 0{,}0098 \;\; 1{,}8 \,.\, 0{,}052}{57 \,.\, (10000)^2 \,.\, 0{,}8^2} = \frac{80491{,}3}{36{,}48} = 2206{,}4$$

und

$$\xi = A_2 \,.\, a\,(\varkappa_1 + \varkappa_2) = 3250 \,.\, 3000 \,.\, (0{,}043) = 419250.$$

Also der günstigste Wert von $\left(\frac{1}{\eta} - 1\right) = \sqrt{\frac{\zeta}{\xi}} = \sqrt{\frac{2206{,}4}{419\,250}} = \sqrt{0{,}00526} \cong 0{,}0725$

und nach (15) der günstigste Wert des Wirkungsgrades

$$\eta = \frac{1}{1{,}0725} \cong 0{,}933.$$

Demnach wird nach (16) der wirtschaftlich günstigste Querschnitt

$$q = \frac{3250 \,.\, 30000 \,.\, 1000}{57 \,.\, 10000^2 \,.\, 0{,}8^2 \,.\, 0{,}0725} = 3250 \sqrt{\frac{1000 \,.\, 3000 \,.\, 0{,}043}{57 \,.\, 3 \,.\, 10^6 \,.\, 0{,}8^2 \,.\, 0{,}0098 \,.\, 1{,}8 \,.\, 0{,}052}} \cong 369 \text{ qmm.}$$

Wie dieser Draht-Querschnitt auf 3 oder mehr Leitungen zu verteilen sein würde, hängt sehr wesentlich auch von den im Abschnitt 11 zu besprechenden Rücksichten auf die erforderliche Festigkeit des Drahtquerschnitts ab. Auch auf die Mitteilungen im Abschnitt 10 sei verwiesen.

Bei diesem günstigsten Wirkungsgrad werden die Kupferkosten:

$$K = 3 \,.\, 369 \,.\, 0.0098 \,.\, 1{,}8 \,.\, 30000 = 585\,824 \text{ Mk.}$$

oder wenn man nach den Gleichungen 10 und 11 rechnet:

$$K = \frac{\zeta}{\left(\frac{1}{\eta} - 1\right) . \, \varepsilon} = \frac{2206{,}4}{0{,}0725 \,.\, 0{,}052} \cong 585\,300 \text{ Mk.}$$ [24]).

Es werden also die indirekten Betriebskosten $P = 585\,300 \,.\, 0{,}052 = 30436{,}6$ Mk.

Der Wert der verlorenen Arbeitsleistung

$$P_1 = \xi \left(\frac{1}{\eta} - 1\right) = 419\,250 \times 0{,}0725 = 30395{,}6 \text{ Mk.}$$

Also $P + P_1 = 60\,832{,}2$ Mk.

Wenn man dagegen z. B. $\eta = 0{,}87$, also $\left(\frac{1}{\eta} - 1\right) \cong 0{,}15$ gewählt hätte, so würden die Kupferkosten

$$K = \frac{2206{,}4}{0{,}15 \,.\, 0{,}052} \cong 282\,900{,}0 \text{ Mk.}$$

Die indirekten Betriebskosten der Leitung $P = 282\,900 \,.\, 0{,}052 = 14711$ Mk.

Der Wert der verlorenen Arbeitsleistung $P_1 = 419\,250 \,.\, 0{,}15 = 62887{,}5$,

also würden $P + P_1 = 77\,598{,}5$ Mk. ergeben,

d. h. um 16 766,3 Mk. ungünstiger sein.

Zur Korrektur der Rechnung würde nun nach 22 ein neuer Annäherungswert (A_2) an Stelle von A_2 zu berechnen sein

Es wird nach (21) $\left(\frac{1}{\eta'} - 1\right) = \frac{2000 \,.\, 30000 \,.\, 1000}{10000^2 \,.\, 0{,}8^2 \,.\, 57 \,.\, 369} = 0{,}0446.$

In gleicher Weise ergibt sich für $\left(\frac{1}{\eta''} - 1\right) = 0{,}0771$ und für $\left(\frac{1}{\eta'''} - 1\right) = 0{,}1115.$

Demnach nach (22)

$$(A_2) = \frac{2000 \,.\, 1000 \,.\, 0{,}0446 + 3500 \,.\, 1500 \,.\, 0{,}0771 + 5000 \,.\, 500 \,.\, 0{,}1115}{3000 \,.\, 0{,}0725} = 3552 \text{ KW.}$$

Der Verlust an Arbeitsfähigkeit wird also nach (12) nunmehr

$$(P_1) = 3552 \,.\, 0{,}0725 \,.\, 0{,}043 \,.\, 3000 = 33\,220{,}1 \text{ Mk.}$$

anstatt 30 395,6 Mk. wie oben ermittelt und $P + (P_1) = 63\,656{,}7$ Mk., wenn man nicht auch noch einen

---

[24]) Die Differenz ergibt sich aus der Abrundung der Zahlen.

neuen Wert vom Querschnitt q ermitteln und demgemäss einen neuen Wert (P) für P berechnen will, worauf hier verzichtet werden soll. Wollte man mit dem neuen (A_2) den Vergleich mit einem Wirkungsgrad von z. B. 0,87 wiederholen, ohne den Drahtquerschnitt zu verändern, so würde bei $\eta = 0{,}87$ $(P_1) = 68731{,}20$, also $P + (P_1) = 83442{,}20$, also das Gesamtergebnis bei $\eta = 0{,}938$ um 19785,5 Mk. günstiger sein.

Da die Kupferkosten mit der hier des Beispiels halber zu klein angenommenen Spannung von 10000 Volt bereits $\frac{585300}{30} = 19433$ Mk. pro km betragen würden, was um ein Mehrfaches über dem Durchschnitt liegt (vergl. Tabelle X, S. 264), so wird man eine höhere Spannung zu wählen haben. Nimmt man 20000 Volt anstatt 10000, so würden die Kupferkosten nur noch $\frac{585300}{4} = 146325$ Mk., also pro km nur noch 4858,25 Mk. betragen. Die Betriebskosten der Fernleitung bei 20000 Volt in dem obigen Sinne würden sein $P' = 146325 . 0{,}052 = 7608{,}9$ Mk., das heisst um $30436{,}6 - 7608{,}9 = 22827{,}7$ Mk. weniger betragen.

Dieser Ersparnis würden die Verluste in den im Krafthause gegebenenfalls aufzustellenden Transformatoren und die Kosten für Verzinsung, Erneuerung, Unterhaltung und Bedienung der Transformatoren gegenüberzustellen sein.

Die durchschnittliche Leistung in dem Krafthause würde sein

$$\frac{3552}{0{,}933} . 3000 = 3808 . 3000 = 11424000 \text{ KW-Stunden}$$

jährlich. Nimmt man an, dass 3% davon in den Transformatoren verloren gehen und multipliziert den Verlust mit $(\varkappa_1 + \varkappa_2) = 0{,}043$ Mk., so ergibt sich ein Verlust an Arbeitswert von $342720 . 0{,}043 = 14737{,}0$ Mk. Da nach unseren Annahmen die gleichzeitige Höchstleistung 5000 KW am Ende der Leitung, also mit dem Wirkungsgrad $\eta''' \frac{5000}{0{,}896} \backsimeq 5580$ KW im Krafthause sein würde, so würden etwa 7200 KW in Transformatoren aufzustellen sein. Diese Transformatoren würden ausschliesslich der Baulichkeiten nach Tabelle IX, S. 261 etwa $7200 . 11 = 79200$ Mk. kosten. Rechnet man auf die für die Unterbringung der Transformatoren erforderliche Vergrösserung des Krafthauses etwa $150 . 50 = 7500$ Mk. hinzu, so würden im ganzen für die Aufstellung der Transformatoren 86700 Mk. aufzuwenden sein. Die Kosten für Verzinsung, Tilgung, Erneuerung, Unterhaltung und Bedienung würden etwa betragen:

$$\frac{79200 . 10}{100} = 7920 \text{ Mk.}$$

$$\frac{7500 . 6}{100} = 450 \text{ „}$$

Zusammen 8370 Mk.

Es würde also einer Ersparnis an der Fernleitung infolge der Erhöhung der Spannung auf 20000 Volt im Betrage von 22827,70 Mk. eine Mehrausgabe für die Transformatoren von 23107 Mk. jährlich gegenüberstehen. Hieraus würde man je nach den Umständen entweder den Schluss ziehen können, dass man die Spannung der Fernleitung statt auf 20000 Volt noch mehr, also z. B. auf 30000 Volt zu vergrössern hätte, weil die Kupferkosten der Fernleitung abermals erheblich fallen, die Kosten für die Transformatoren aber nur unwesentlich steigen würden, — oder dass man direkt die Maschinenspannung zu erhöhen und keine Transformatoren in dem Krafthause aufzustellen hätte.

Der Gang der Rechnung zeigt, dass das Endresultat für den Wert des günstigsten Wirkungsgrades der Leitung und für den daraus abzuleitenden Drahtquerschnitt von den Annahmen abhängig ist, welche man bezüglich der Werte von a, ε, E_2, k, $\varkappa_1$ und $\varkappa_2$ macht. Die Formeln sind aber so einfach, dass man die Rechnung schnell für verschiedene Annahmen durchführen und sich so leicht eine gute Übersicht für die endgültige Entschliessung bezüglich des Wertes von η und des Querschnitts q verschaffen kann.

6. Das Gestänge. Für Hochspannungsfernleitungen werden Masten aus Holz, aus Eisen und aus Beton verwendet.

a) Die Holzmasten. Zu den Holzmasten werden in Europa meistens Tannen, Kiefern oder Lärchen genommen. In Amerika sind bei einigen Anlagen auch Masten aus Zedern, Eschen-, Eichen- und Eukalyptusholz verwendet worden. Diese Holzarten sind zwar dauerhafter, aber für europäische Verhältnisse zu teuer. Die Verbandsvor-

schriften betreffend das Holzgestänge für elektrische Hochspannungsanlagen[25]) schreiben u. a. vor (die Bestimmungen der neuen Verordnung sind gesperrt gedruckt):

1. „Stangen mit geringerer Zopfstärke als 15 cm sind nur für Niederspannung bis 250 Volt gegen Erde zulässig. Stangen für Hochspannung müssen mindestens 18 cm Zopfstärke haben.

2. Die Stangen sind je nach der Bodengattung und Länge entsprechend tief einzugraben (im mittleren Boden je nach ihrer Länge auf eine Tiefe von in der Regel mindestens 1,5 bis 2,5 m), gut zu verrammen (in weichen Boden einzubetonieren) und in allen Winkelpunkten zu verstärken, zu verankern oder zu verstreben (S. 1089).

Bei Leitungen, welche heftigen Stürmen ausgesetzt sind, soll auch in geraden Strecken jede fünfte Stange mit Verankerungen derart versehen werden, dass ein Auffallen der Stangen auf die Verkehrswege infolge von Stangenbrüchen möglichst ausgeschlossen wird.

3. An den Stangen muss bezeichnet sein:
   a) das Jahr der Aufstellung,
   b) die fortlaufende Nummer, wobei zu beachten ist, dass bei benachbarten oder sich kreuzenden Leitungen sämtliche Stangen verschiedene Nummern haben müssen,
   c) die Art der eventuellen Imprägnierung durch einen Buchstaben:
   C = Kupfervitriol, Q = Quecksilberchlorid, K = Kreosot.

4. Für die Standpunkte der Stangen dürfen in geraden Strecken nachfolgende Maximalabstände nicht überschritten werden.

Für Linien mit einem Gesamtquerschnitt der Leitungsdrähte und Schutzdrähte:

nach der alten Bestimmung:
   a) von 100—200 qmm 45 m,
   b) von 200—300 qmm 40 m,
   c) darüber 35 m;

nach den neuen Bestimmungen:
   a) bis 105 qmm 80 m,
   b) über 105 bis 210 qmm 60 m,
   c) bis 300 qmm 50 m,
   d) über 300 qmm 40 m.

Für diese Abstände sind die Zopfstärken der Masten nach der folgenden Formel zu berechnen: $Z = 1{,}2 \sqrt{D.H}$. Hierin bedeutet D die Summe der Durchmesser aller an dem Mast befindlichen Leitungen in Millimeter und H die mittlere Höhe der Leitungen über dem Erdboden in Meter.

Müssen infolge besonderer Umstände, wie z. B. bei Flussübergängen, ausnahmsweise grössere Stangenabstände, als vorstehend angegeben, genommen werden, so sind entweder Stangen von grösserer Zopfstärke oder gekuppelte Stangen anzuwenden. In Kurven, bei Kreuzungen mit anderen elektrischen Leitungen, mit Eisenbahnen und bei Wegüberführungen, müssen die Stangenabstände den besonderen Umständen entsprechend geringer gewählt werden. Der Berechnung der Gestängekonstruktionen ist in solchen Fällen eine Beanspruchung von 70 kg pro qcm zugrunde zu legen. Als ungünstiger Fall ist dabei eine Windbelastung von 125 kg pro qm senkrecht getroffener Fläche der Leitungen und der Konstruktionsteile anzunehmen. Bei zylindrischen Körpern ist die Fläche gleich dem 0,7fachen des Durchmessers, multipliziert mit der Länge, einzusetzen.

Die Lebensdauer gewöhnlicher fichtener oder kieferner Masten kann nicht über 10 Jahre veranschlagt werden, und man muss darauf rechnen, dass man schon nach 5 Jahren mit der Auswechslung zu beginnen hat. Dabei ist noch vorausgesetzt, dass die Masten im Winter gefällt und vor der Verwendung unter gehörigem Schutz vor Regen und Sonne 1—2 Jahre in der Luft getrocknet sind.

Bevor der rohe Mast zur Aufstellung gelangt, muss er wenigstens 2—3 mal von der Wurzel bis etwa 50,0 cm über dem Erdniveau mit Teer gestrichen werden.

---

[25]) Dr. C. L. Weber, Erläuterungen zu den Sicherheitsvorschriften. Anhang S. 205 (vgl. Fussnote S. 1086) u. „Normalien für Fernleitungen" gültig ab 1. 1. 1908. E.T.Z. 1907, S. 825.

In den meisten Fällen verwendet man aber imprägnierte Maste.

Das Imprägnierungsverfahren wird am besten nicht länger als 10 Tage nach dem Fällen vorgenommen, andernfalls muss der Mast bis zur Imprägnierung unter Wasser gelagert werden.

Es sind verschiedene Imprägnierungsverfahren im Gebrauch.

Am häufigsten werden folgende Verfahren angewendet[26]):

α) Die Tränkung mit Kupfervitriol:

Entweder durch Dampfdruck oder unter Verwendung eines hochgestellten Mischbottichs wird eine Lösung von $1^1/_2$ Gewichtsteilen Kupfervitriol und 100 Gewichtsteilen Wasser in den Mast hineingetrieben. Die Tränkung ist beendet, wenn blaue Flüssigkeit am Zopfende wieder austritt. Dieses wird dadurch festgestellt, dass das Zopfende mit einer Lösung von gelbem Blutlaugensalz (1 Gewichtsteil auf 100 Teile Wasser) bestrichen wird, worauf sich eine rotbraune Färbung zeigen muss. Die Dauer der Tränkung beträgt je nach der Länge der Stange 8 bis 14 Tage. Die Kosten für die Tränkung eines cbm Holz, das etwa 9,5 kg Kupfervitriol aufnimmt, belaufen sich auf 9,0 bis 10,0 Mk.

Die Lebensdauer der getränkten Stange beträgt etwa 12 bis 15 Jahre.

β) Tränkung mit Zinkchlorid:

Die Stangen werden in einem luftdichten Zylinder 2 Stunden lang heissen Wasserdämpfen ausgesetzt, worauf die Luft im Zylinder binnen 30 Minuten bis unter 523 mm Quecksilberstand verdünnt und in diesem Zustande 30 Minuten erhalten wird. Hierauf wird in den luftverdünnten Raum die Chlorzinklösung von 3° Beaumé eingeführt und ein Druck von 7 Atmosphären eine Stunde lang unterhalten. Zur Prüfung der getränkten Stange wird eine Scheibe abgeschnitten, mit Schwefelammonium behandelt, mit Essigsäure abgewaschen und mit einer sauren Lösung von salpetersaurem Bleioxyd bestrichen. Die Flächen färben sich dann, da Schwefelblei gebildet wird, schwarz. Lebensdauer der Stangen 8 bis 12 Jahre.

γ) Tränkung mit kreosothaltigem Teeröl:

Die Stangen werden in die Tränkungskessel eingelegt; in letzteren wird die Luft auf weniger als 600 mm Quecksilberstand verdünnt. Nach 10 Minuten wird das angewärmte Teeröl unter dauernder Luftverdünnung eingeführt und langsam erwärmt, sodass die Temperatur nach 3 Stunden 105 bis 110° C beträgt. Diese Temperatur wird dann eine Stunde lang erhalten. Dadurch verdampft das Wasser aus dem Holze, wird in einer Kühlvorrichtung verdichtet, aufgefangen und gemessen. Sobald das Holz genügend ausgetrocknet ist, wird das Teeröl mit 7 Atmosphären Druck in das Holz gepresst, bis das Holz für den cbm 300 kg Teeröl aufgenommen hat. Der Siedepunkt des aus Steinkohlenteer hergestellten Teeröls (spez. Gewicht nicht unter 1,0 und nicht über 1,1) soll zwischen 200 und 400° liegen. Der Gehalt an sauren in Natronlauge von 1,15 spez. Gewicht löslichen Bestandteilen muss wenigstens 10% betragen. Lebensdauer der Masten etwa 20 bis 30 Jahre.

δ) Tränkung mit Quecksilbersublimat (Kyanisierung):

Die Stangen werden in grossen Bottichen 10 bis 14 Tage lang in eine Lösung von 1 Teil Sublimat auf 100 Teile Wasser gelegt und dann getrocknet. Lebensdauer bis 20 Jahre.

Alle Stangen werden am besten am Zopfende dachartig abgestumpft und zweimal mit heissem Steinkohlenteer angestrichen, der vor dem Erkalten des zweiten Anstrichs mit feinkörnigem Sande bestreut wird. Ein anderer Schutz gegen Eindringen von Feuchtigkeit in die Stange kann durch aufgesetzte Zinkkappen bewirkt werden.

Es ist vorteilhaft, auch die imprägnierten Masten vor dem Versetzen mit einem Anstrich aus Karbolineum oder Teer zu versehen.

Die Höhe der Masten ergibt sich aus der Anzahl der anzubringenden Drähte, ferner aus der Art der Anbringung (ob untereinander direkt am Maste oder ob unter- und nebeneinander auf Querarmen), aus der elektrischen Spannung zwischen den Drähten und schliesslich aus der Spannweite. Nach den Verbandsvorschriften sollen die Masten mindestens 1,5 m tief in den Boden eingreifen. Die Eingrabtiefe hängt

---

26) Robert M. Friese, Das Porzellan als Isolier- und Konstruktionsmaterial in der Elektrotechnik. Aufsatz von O. Otto und E. Stechern.

natürlich von der Beschaffenheit des Bodens ab und wird in Deutschland bei einigermassen fester Bodenart meistens zu einem Fünftel der Gesamtlänge genommen. In Frankreich und Italien gilt vielfach als Regel, dass man einen 9,0 m langen Mast 1,5 m tief einsetzt und für jedes Meter Mehrlänge 15,0 cm Mehreinsetztiefe hinzufügt.

Die Stärke der Masten richtet sich nach ihrer Höhe und nach der Belastung durch die Drähte unter Berücksichtigung von Wind, Schnee und Eis (S. 1150). Wenn man als Mindestdurchmesser am Zopfende 18,0 cm zugrunde legt, so ergibt sich die geringste Stärke an der Wurzel aus der Bedingung, dass die Verjüngung mindestens 1 : 110 betragen soll.

An einem einzelnen Holzmast können in der Regel 6—8 Hochspannungsdrähte und ausserdem zwei Telephondrähte bei den durch die Verbandsvorschriften gegebenen Spannweiten angebracht werden, im übrigen entscheidet die statische Berechnung.

Die Sicherheitskommission des Verbandes Deutscher Elektrotechniker hat die Aufnahme der in der Fussnote [27]) angegebenen Erläuterungen bei der Drucklegung der Vorschriften beschlossen.

Die deutliche Kennzeichnung der einzelnen Masten durch fortlaufende Nummern ist für die Unterhaltung zur Verhütung von Unglücksfällen von grosser Wichtigkeit Zur Ausführung von Reparaturen können bei ausgedehnten Anlagen in der Regel nur einzelne Teilstrecken von dem Krafthause abgeschaltet werden. Damit nun die zur Ausführung der Reparatur ausgeschickten Arbeiter nicht in Zweifel kommen können, welcher Teil der Leitung abgeschaltet ist, muss die Nummerierung deutlich und ein-

---

[27]) „Die hölzernen Stangen sind im Frühjahr und im Herbst jeden Jahres einer Untersuchung in bezug auf die Beschaffenheit des Holzes, den senkrechten Stand der Stangen, den Zustand der Verstärkungsmittel der Stangen und der Isolatorenträger zu unterziehen. Die Beschaffenheit des Holzes ist hierbei durch Beklopfen der Stangen in der Höhe von 1,5 bis 2,0 m über dem Erdboden mit einem harten Gegenstand zu prüfen; geben die Stangen einen hellen Ton, so kann das Holz im allgemeinen als gesund betrachtet werden. Ist jedoch der Ton dumpf, so ist noch eine nähere Untersuchung des Holzes in der unten angegebenen Weise vorzunehmen.

Als schadhaft befundene Stangen sind auszuwechseln; schiefstehende Stangen sind gerade zu richten, lockere Anker, mangelhafte Streben, lockere Isolatoren und Träger entsprechend zu reparieren.

In den ersten 10 Jahren hat jeden zweiten Herbst eine genauere Prüfung des Stangenmaterials zu erfolgen, während nach Verlauf von 10 Jahren eine solche genaue Prüfung jeden Herbst durchzuführen ist. Zu diesem Behufe sind die Stangen auf eine Tiefe von 20 bis 25 cm mittels Aufgraben freizulegen und ist dann mittels Einstossen eines geeigneten spitzen Instrumentes (Stichel, feststehende Messer usw.) in den Stangenkörper der Zustand der Holzfaser zu prüfen; derselbe lässt sich aus dem Widerstand, den das Holz diesem Eingriffe entgegensetzt, gewöhnlich leicht feststellen. Stangen, welche trotz des gesunden Holzes, das sie äusserlich zeigen, doch beim Beklopfen mit einem harten Gegenstande einen dumpfen Ton geben, lassen auf Kernfäule schliessen und ist das Stangeninnere durch Anbohren mit einem Bohrer von höchstens 5 mm Stärke und Prüfen des Bohrmehles näher zu untersuchen.

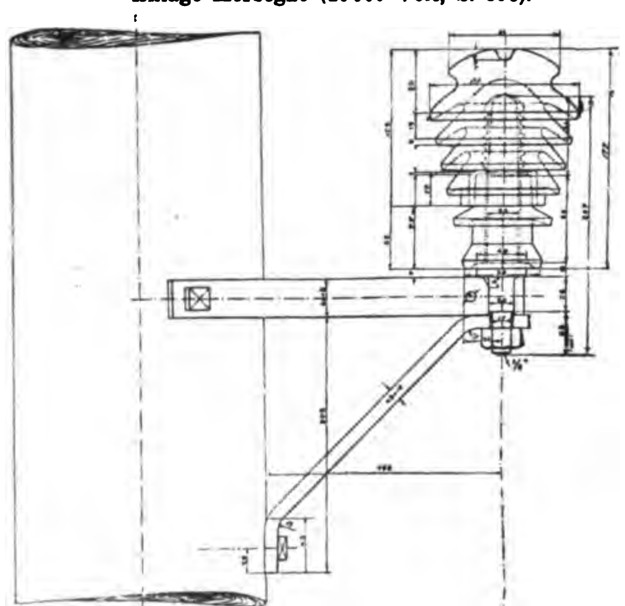
Falls die Beschaffenheit des Bohrmehles zu Bedenken keinen Anlass gibt, ist das Bohrloch durch Einschlagen eines Stiftes aus hartem Holz wieder zu verschliessen. Bei Stangen bis zu einer Gesamtlänge von 11,0 m, welche weder verstrebt, noch verankert sind, kann die Untersuchung auf Kernfäule in einfacherer Weise dadurch vorgenommen werden, dass gegen das obere Ende der Stange und rechtwinklig zur Leitungsrichtung eine Stützgabel gespreizt und mit Hilfe letzterer die Stange in mässige Schwingungen versetzt wird, wobei faule Stangen ein leichtes Krachen oder Knistern dicht über dem Erdboden vernehmen lassen."

deutig sein. Wenn zwei dreizifferige Zahlen nicht mehr ausreichen, so werden am besten Buchstaben und Ziffern zusammengestellt.

Taf. LXXXII, Fig. 1 stellt einen Holzmast mit 3 Isolatoren, Fig. 2 einen solchen mit 6 Isolatoren der Anlage Champ (Fure et Morge) dar. Fig. 6 zeigt einen Holzmast mit hölzernen Querarmen für 6 Drähte nebst Anbringung eines eisernen Rahmens für Schutzdrähte. Die Holzarme ebenso wie die eisernen Rahmen für die Schutzdrähte sind bei dem letzterwähnten Mast an diesen durch Schellen befestigt und etwas in den Mast eingelassen. Ihre Verdrehung wird durch eine Vierkantschraube oder durch Streben verhindert.

Die Fangbügel, wie sie in Fig. 1 und 2 dargestellt sind, sollen verhindern, dass beim Bruch eines Isolators ein Draht von einem Mast ganz herunterfallen und sich dann dem Erdboden über das erlaubte Mass nähern kann. Bezüglich der Fangbügel schreiben die Sicherheitsvorschriften vor:

Abb. 411. Befestigung eines Isolators am Holzmast bei der Anlage Morbegno (20000 Volt, S. 896).



Bei Winkelpunkten sind Fangbügel anzubringen, welche beim Bruch von Isolatoren das Herabfallen der Leitungen verhindern.

In Frankreich und in verschiedenen Kantonen der Schweiz waren früher für alle Masten solche Fangbügel, die überdies auch bei hölzernen Masten noch geerdet sein mussten, vorgeschrieben. Neuerdings beschränkt man sich auch hier meistens auf die Forderungen der der deutschen Vorschriften.

Abb. 411 zeigt die Anbringung der Isolatoren am Mast bei der Anlage Morbegno (20000 Volt). Die Isolatorenstützen sind hier nicht in den Mast eingeschraubt, sondern sie umfassen ihn mit zwei eisernen Backen und durch die Backen und den Mast ist ein Bolzen gezogen. Auf diese Weise ist ein Verdrehen der Isolatorenstützen nicht möglich.

Wie die 2 × 3 Hochspannungsdrähte bei der Fernleitung Marbach-Stuttgart untergebracht sind, zeigt Abb. 412.

Die Versteifung von hölzernen Einzelmasten an den Winkelpunkten der Leitung erfolgt meistens durch Holzstreben (Taf. LXXXII, Fig. 4 u. 5).

Wenn der Platz zur Anbringung einer Strebe fehlt, so kann anstelle derselben eine Eisenarmierung, ähnlich derjenigen nach Taf. LXXXII, Fig. 13 angewendet werden. Bezüglich des Ankerdrahtes schreiben die Sicherheitsvorschriften des Verbandes vor:

Bei Freileitungen, die 1000 Volt oder mehr führen, sind Ankerdrähte von Holzmasten zu erden oder mit zuverlässigen Abspannisolatoren über Reichhöhe zu versehen etc.

Hölzerne Doppelmasten werden entweder wie in Taf. LXXXII, Fig. 7 strebenartig gegeneinandergestellt und am Zopfende verbolzt, oder sie werden, wie aus Taf. LXXXIII

Fig. 5a ersichtlich, parallel zueinandergestellt und mit Quertraversen aus Eisen oder Holz verbunden. Letztere Art kann man im allgemeinen als die bessere bezeichnen.

Ein hölzernes Doppelgestänge mit gespreizten Masten wurde neuerdings unter anderem bei der Kraftübertragung Caffaro-Brescia (Abb. 413) verwendet[28]), und

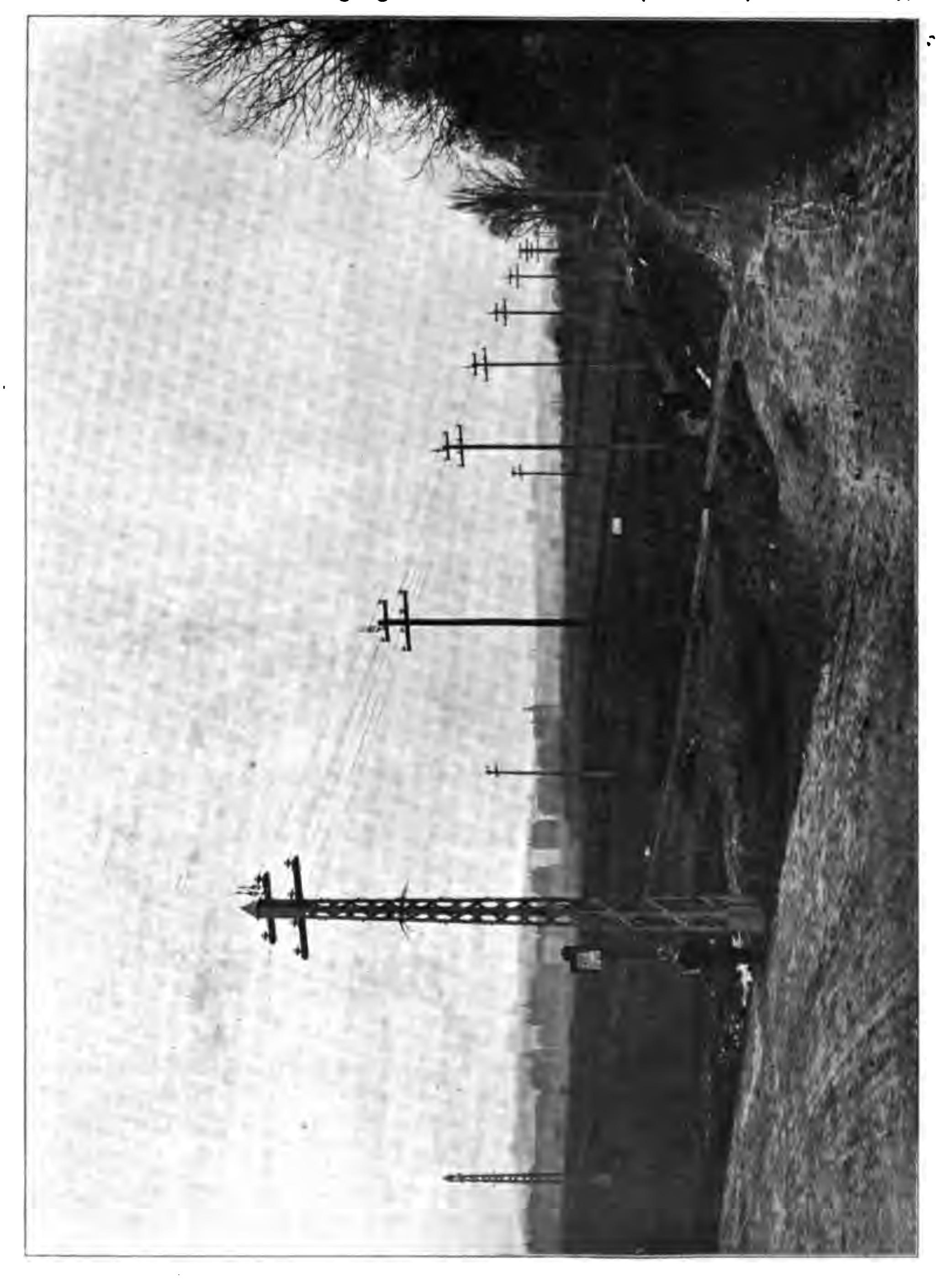


Abb. 412. Fernleitung der Anlage Marbach—Stuttgart (S. 575).

[28]) Schweizerische Elektr. Zeitschr. 1907. 4. Jahrg. S. 2, 13, 27, 37 und Elektr. Zeitschr. v. 26. Sept. 1907. S. 950. Das Krafthaus befindet sich im Giudicaria Tal in Ponte Caffaro und ist für

zwar nur auf den geraden Strecken. An Stellen, wo grössere Spannweiten zu überwinden waren, wurde das Gestänge aus drei in einer zur Leitungsführung senkrechten Ebene angeordneten und durch Versteifungen miteinander verbundenen Mannesmannröhren gebildet. An den Knickpunkten kamen Gittermasten zur Ausführung.

Bei Doppelgestängen mit parallelen Masten richtet sich die Entfernung der beiden Masten nach der Anzahl der Isolatoren, welche zwischen den Masten an einem Querarm angebracht werden sollen. Ist der Grunderwerb teuer, so wird man die Entfernung der beiden Masten voneinander so klein wie möglich zu wählen suchen, demnach die Anzahl der untereinanderliegenden Querarme so gross wie möglich machen und nur einen Teil der Isolatoren zwischen den Masten, den Rest aber ausserhalb auf den konsolartig vorstehenden Armteilen unterbringen.

Abb. 413.
Fernleitung Caffaro-Brescia.
a = Hölzerner Doppelmast.
b = Eisernes Gestänge aus Mannesmannröhren für grosse Spannweiten auf geraden Strecken.

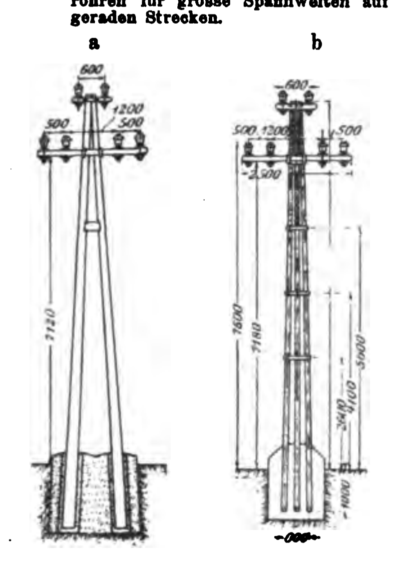


Abb. 414 stellt ein hölzernes Doppelgestänge auf den geraden Strecken der Kraftübertragung Cellina-Venedig dar. Bei einer verhältnismässig kleinen Anzahl Drähte ist diese Art der Verteilung der Drähte für die Montage vorteilhafter als z. B. die Verwendung von mehreren Querarmen untereinander wie auf Taf. LXXXIII, Fig. 5a, weil man den Draht von aussen seitlich auf die Isolatoren heben kann, bei der letzterwähnten Art aber von vorn durchziehen muss[29]).

Ein etwa notwendiger Fangrahmen kann entweder an den Querarmen selbst angebracht werden oder man kann die beiden den oberen Dreiecksverband des Gestänges bildenden Profileisen (Taf. LXXXIII, Fig. 5a oder die Holzzangen (Abb. 414) über die Masten hinaus soweit verlängern, dass jeder etwa gebrochene Draht aufgefangen wird.

Statt des Dreiecksverbandes aus Profileisen oder Holzzangen kann man natürlich auch kreuzweis gespannte Drähte zwischen den Masten eines Gestänges anbringen. Die Drähte sind mit Spannschlössern zu versehen und greifen an Ösen an, welche an den die Masten umschlingenden eisernen Halsbändern ausgebildet werden. Solche eiserne Versteifungssysteme wird man so hoch zu legen suchen, dass ihr tiefster Punkt ausser Reichhöhe bleibt, also nicht weniger als 3,0 m von der Erde entfernt ist. Anderenfalls ist eine Isolierung gegen die Masten durch Abspannisolatoren erforderlich.

Die zulässige Spannweite bei hölzernen Doppelmasten hängt von der gewählten Stärke der Masten ab.

---

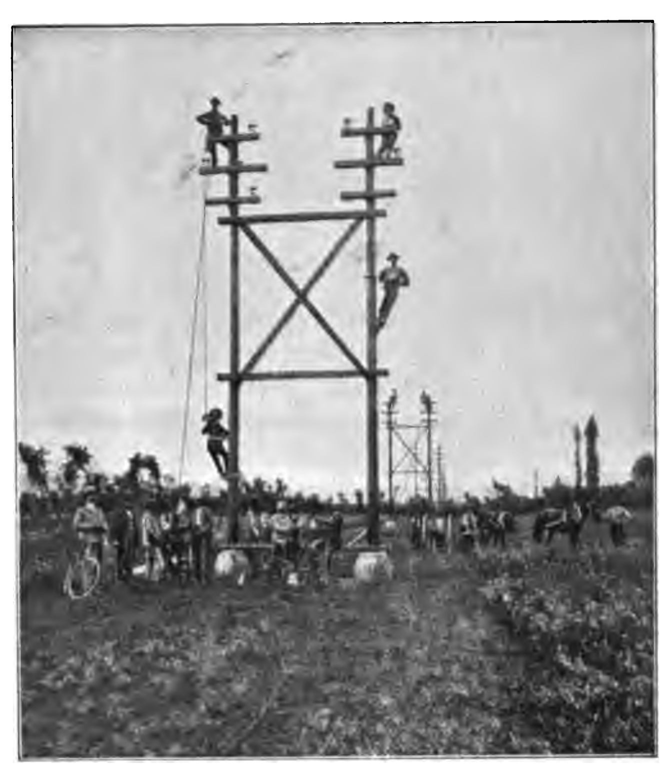
ungefähr 10000 PS$_e$ bei 250 m Gefälle eingerichtet. Im Krafthause können 5 Maschinengruppen von je 2500 PS$_e$ aufgestellt werden. Die Kraft ist für eine Sodafabrik und für die Versorgung der Städte Brescia, Cremona und einer Reihe kleinerer Orte bestimmt. Die Spannung in der Fernleitung beträgt 40—45000 Volt. Je zwei Drähte derselben Phase sind zusammengelegt.

[29]) G. M. Semenza, Mailand: Les Installations Hydro-Électriques de la Haute Italie, Extrait des mémoires de la Société des Ingénieurs Civiles de France, Paris 1905. Das Krafthaus an der Cellina liegt etwa 90 km von Venedig entfernt. Die Cellina ist ein kleiner Gebirgsfluss der Friauler Alpen. Durch eine Staumauer von 18 m Höhe und durch einen Werkkanal von 11 km Länge, dessen grösste Wasserführung auf 18 cbm/sek. berechnet ist, ist ein Gefälle von 57 m gewonnen. Im Krafthause sind 6 Gruppen von je 2600 PS$_e$ und 350 Uml./Min. aufgestellt. Die Maschinen liefern den Drehstrom mit 2000 Volt. Die Leitungsspannung beträgt 30000 Volt.

Eckpunkte werden bei den gespreizt gegeneinander gestellten hölzernen Doppelmasten entweder durch eine dritte bezw. vierte Stütze oder durch eiserne Ankerdrähte versteift. Bei den Doppelgestängen nach dem Muster von Fig. 5a, Taf. LXXXIII und Abb. 414 können stark beanspruchte Eckpunkte durch Hinzufügung zweier weiterer Masten in Form eines im Grundriss viereckigen Gerüstes mit eisernen Querverbänden ausgeführt werden. Da aber derartige versteifte hölzerne Eckmasten sowohl wegen des Platzbedarfes (Grunderwerb) als auch wegen des Material- und Arbeitsaufwandes recht teuer werden, so zieht man meistens vor, an grösseren Knickpunkten auch in einem sonst aus Holz gebildeten Gestänge eiserne Gittermasten zu verwenden.



Abb. 414. Hölzernes Doppelgestänge der Fernleitung Cellina-Venedig.



Bei der Anlage der Washington Water Power Company in Spokane (Washington) musste an einer Stelle das 1000 m breite Bett des St. Joseph-Flusses in der Nähe seiner Mündung in den Coeur d'Alene-See mit der Fernleitung überschritten werden[80]).

Es wurden zu diesem Zwecke Pfahlrostbündel aus fünf Pfählen hergestellt, derart, dass der mittlere Pfahl von den vier anderen Pfählen mit Hilfe von eisernen Ringen und Bolzen gehalten wurde. Der Mittelpfahl, welcher das Gestänge trägt, ist 1,80 m tiefer als die anderen Pfähle in die Flussohle eingetrieben. Auf diese Weise war es möglich, die Flussbreite in einer Anzahl Öffnungen, deren grösste eine Spannweite von 145,0 m hatte, zu überschreiten, die Drähte aber noch so hoch zu legen, dass sie sich weit oberhalb der Schlote der den Fluss befahrenden Boote befinden.

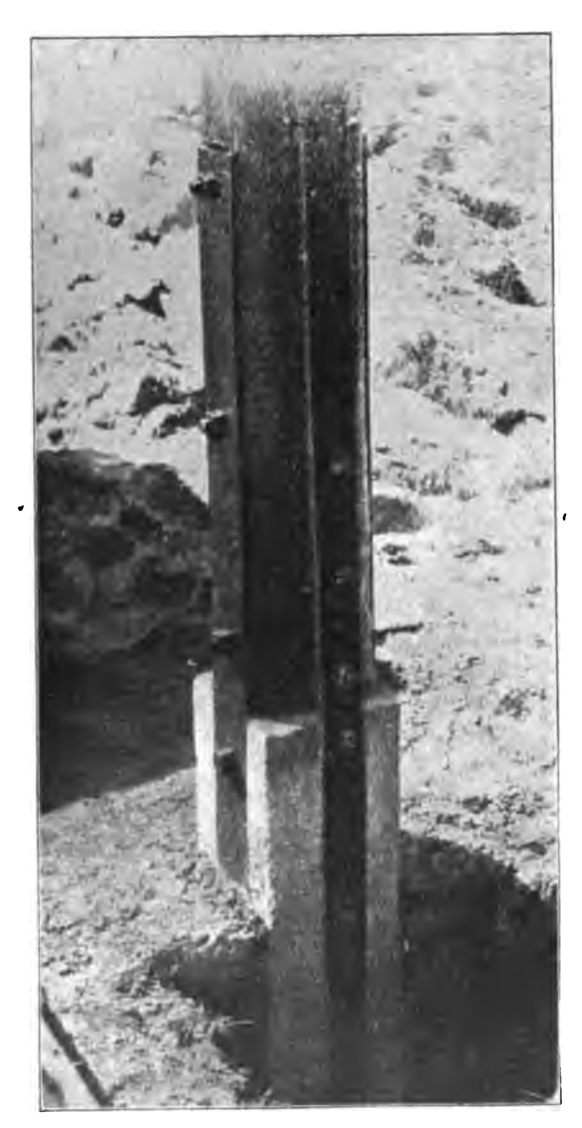
Auf Strecken, welche stark ansteigen, wird ein Doppelgestänge, wenn es aus zwei gespreizt gegeneinander stehenden Doppelmasten besteht, durch Hinzufügung eines dritten Mastes und Bildung eines Dreibeins versteift, wie z. B. bei der alten Fernleitung der Anlage La Goule (Abb. 64, S. 401 u. 402). Der dritte Mast ist dann mit dem Doppelgestänge oben zu verbolzen oder sonst sicher zu befestigen und im Boden zu verankern. Bei Doppelgestängen mit parallelen Masten wird man die Versteifung bei steil ansteigendem Terrain am besten durch Ankerdrähte herbeiführen.

Da das Verfaulen der Holzmasten an der Stelle, wo sie in den Boden eindringen, am schnellsten vor sich geht, der in der Luft befindliche Teil aber oft noch gut

[80]) Reisebericht von Clarence Feldmann. E.T.Z. 1904. S. 597. Die normalen Masten sind 10,7 m lang und 1,88 m tief eingelassen. Es sind im Winter gefällte Zedern von 30,5 cm Dm. am Fussende und 20,8 cm am Zopfende.

und tragfähig ist, wenn die Auswechslung notwendig wird, sind zur Verbilligung des Mastersatzes eine ganze Anzahl von Konstruktionen erdacht und angewendet, um den schadhaften Fuss des Mastes durch Eisen zu ersetzen. Die hiermit gemachten Erfahrungen lassen es ratsam erscheinen, bei Neuanlagen durch eine Vergleichsrechnung von vornherein zu prüfen, ob nicht die Verwendung kürzerer hölzerner Masten mit Füssen aus Eisen oder aus Eisen und Beton vorteilhafter ist als die Verwendung längerer. direkt in den Boden gesteckter Holzmasten. Die Figuren 8, 9, 10, 11 und 12, Taf. LXXXII[31]) und Abb. 415 geben einige derartige Konstruktionen wieder. Die in Fig. 11 dargestellte Konstruktion wurde z. B. bei der Anlage Ceres Ala verwendet.

Abb. 415. Mastfuss aus Beton und Eisen nach Kastler.



Bei den Konstruktionen nach Fig. 8, 9, 10 und 12 kommt der Mast mit dem Boden in gar keine Berührung und infolgedessen muss sich die Lebensdauer erheblich vergrössern. Man rechnet nicht zu günstig, wenn man den Gewinn an Lebensdauer auf 10 Jahre veranschlagt.

Bei der Konstruktion nach Fig. 11 kann man, wenn das untere Ende, welches in den Betonkörper hineinragt, faul geworden, den Mast heben und nach Beseitigung des angefaulten Stückes wieder in die alte Stellung zurückbringen. Man muss nur von vornherein auf eine etwas grössere Länge der Holzmasten Bedacht nehmen.

Abb. 415 zeigt einen von dem Ingenieur M. Kastler in Zürich vorgeschlagenen Mastfuss[32]).

Derselbe besteht aus einem viereckigen Betonkörper, der je nach der Länge des Holzmastes 1,50 bis 2,0 m in den Boden hinein und etwa 20 bis 30 cm über Terrain emporreicht. In festem Boden braucht dieser Betonkörper nur eine Seitenlänge zu haben von ungefähr dem Durchmesser des unteren Mastendes. Die Verbindung des Mastes mit dem Betonsockel geschieht durch 4 Eisenschienen aus Flacheisen, welche mit dem Mast und dem Betonsockel verbolzt werden. Soll ein Holzmast ausgewechselt werden, so werden die Isolatoren gelöst und die Bolzen aus dem Fuss herausgenommen. Es genügt die Fortnahme einer Eisenschiene, um den alten Mast herauszunehmen und einen neuen einzusetzen. Nach Kastler soll es möglich sein, den Mast einer Linie mit 3 Drähten in 15 bis 20 Minuten auszuwechseln.

---

[31]) Z. d. Ver. deutscher Ing. 1901. S. 666 u. 667.

[32]) Elektrotechn. Zeitschr. 1905. S. 1143.

Es wurde bereits gesagt, dass man nur in ganz festem Boden Holzmasten direkt in ein mit dem Bohrer ausgehobenes Loch einlassen darf. Bei weicheren Bodenarten umgibt man den Mast, soweit er in den Boden eindringt, mit einem Schotterbett oder einem Betonschlag, um den Druck pro Flächeneinheit auf die Mastlochwände zu verkleinern. Der Beton braucht nicht fett zu sein, es genügen vielmehr 100—150 kg Zement auf 1 cbm Beton. Damit das Wasser gut abgeführt wird, bildet man den Betonschlag am oberen Ende kegelförmig aus. Zum Schutze der Stelle, wo der Mast in den Boden oder in den Beton eindringt, hat man wohl noch die Anbringung von Zinkkappen vorgeschlagen. Aber abgesehen davon, dass solche Zinkkappen sehr häufig gestohlen werden, ist ihre schützende Wirkung auch sehr gering.

Ein roher kieferner Holzmast, im Winter geschlagen und gut gepflegt, kostet bei 9,0 m Gesamtlänge und 0,18 m Zopfstärke beim Lieferanten etwa 8—12 Mk.

Holzmasten von 12,0 m Gesamtlänge und 0,20—0,22 m am Zopfende kosten etwa 25—30 Mk. Das Eisen und Holz für die Querarme sowie die Transportkosten sind besonders zu berechnen.

b) Eiserne Leitungsmasten. Eiserne Leitungsmaste für längere Strecken werden fast stets als Gittermasten ausgebildet. Röhrenförmige vollwandige Eisenmasten sind bis jetzt des Preises wegen im allgemeinen nur da in Betracht gekommen, wo es sich bei Durchquerung von städtischen Strassen um Fragen des besseren Aussehens handelte. Gewissermassen als eine Ausnahme kann das aus drei gespreizten Mannesmannröhren hergestellte Gestänge der Kraftübertragung Caffaro-Brescia-Cremona gelten, welches in Abb. 413b dargestellt ist.

Die normale Spannweite bei eisernen Gittermasten beträgt bis jetzt 60—80 m, indessen geht in neuester Zeit das Streben dahin, die Spannweiten zu vergrössern, um die Zahl der Isolatoren zu verringern.

Ein gutes Beispiel für die Befestigung der Isolatoren auf Holzarmen bieten die in Fig. 14 auf Taf. LXXXII und Abb. 416 dargestellten eisernen Gittermasten der Anlage Vizzola. Abstand und Länge der Holzarme ist so gewählt, dass die Isolatoren in den Spitzen eines gleichseitigen Dreiecks liegen (Spannung 11000 Volt). Die normale Entfernung der Masten beträgt 70—75 m. Für die im Frühjahr 1907 dem Betriebe übergebene ca. 170 km lange Fernleitung von Brusio nach dem Konsumgebiet der Anlage Vizzola (40—45000 Volt, vergl. S. 1084) wurden stärkere Masten und normale Spannweiten von 100,0 m gewählt. Die Kosten dieser Masten selbst betrugen ab Werk ca. 35—38 Lire pro 100 kg.

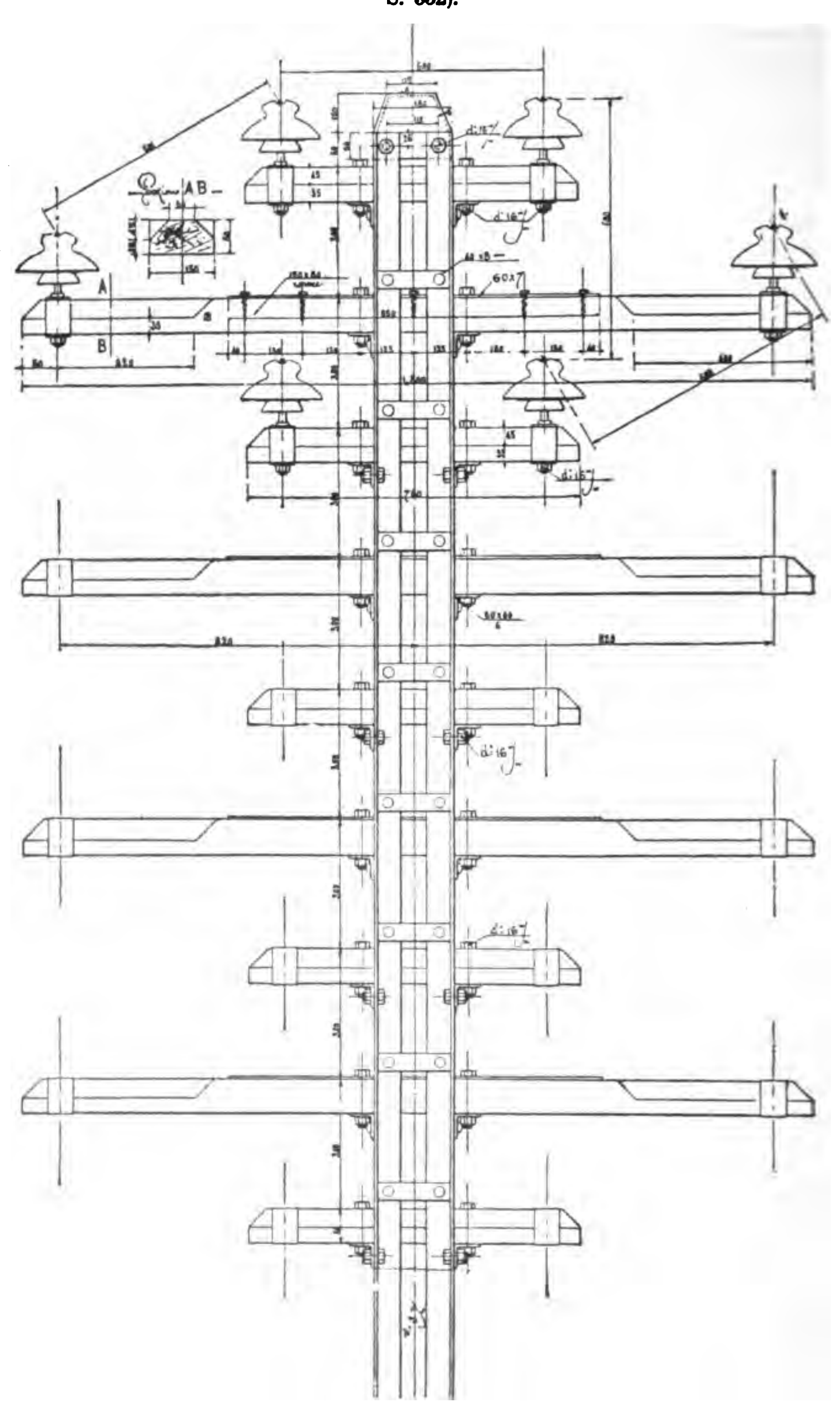
Für die Fernleitung vom Krafthause Novalesa an der Cenischia bis Turin (Spannung 30000 Volt) sind die Gittermasten selbst ähnlich wie die von Vizzola, nur leichter konstruiert (S. 377).

An jedem Mast befinden sich 9 Hochspannungsisolatoren und zwar auf einer Seite 5, auf der anderen 4, welche einzeln auf kurzen konsolartigen Holzarmen sitzen. Letztere sind im Aufriss 0,725 m voneinander entfernt und soviel beträgt auch die Entfernung der im gleichseitigen Dreieck angeordneten Drähte voneinander. Das Gewicht eines Mastes schwankt zwischen etwa 420 kg bei kleinster Höhe und Spannweite und 1700 kg für Eckmasten von grösster Höhe und Spannweite. Die Masten haben eine normale Höhe von 11,87 m; sie sind alle in einen Kalkbetonsockel gestellt und ihre normale Entfernung voneinander beträgt 75,0 m.

Bei der Anlage Funghera wurden, wie neuerdings sehr häufig, statt der Befestigung der Isolatoren auf Holzarmen eiserne Isolatorenhalter verwendet, welche mit zwei Backen den Mast umfassen und mit ihm verschraubt sind, ähnlich wie es für Holzmasten die Abb. 411, S. 1006 zeigt. Die normale Höhe der Masten beträgt 12,65 m.

Sogenannte elastische Gittermasten wurden von der Società Conti per imprese elettriche für die Kraftübertragung von Zogno am Brembo nach Monza

Abb. 416. Einzelheiten eines Gittermastes der Fernleitung Vizzola (vergl. Taf. LXXXII, Fig. 14 und S. 352).



und für die Kraftübertragung von Trezzo an der Adda nach Monza und Mailand verwendet (vergl. Abb. 417 und 418)[33]).

Die leichten Masten, bei denen durch sorgfältige Rechnung jede Materialverschwendung vermieden ist, sind zusammengesetzt aus zwei parallelen U-Eisen, welche durch ein Gitterwerk miteinander verbunden sind. Da diese lotrechten U-Eisen bei den Masten von Zogno 2,0 m, bei den Masten von Trezzo 2,3 m auseinander stehen, so sind die Masten gegen senkrecht zur Leitungsrichtung auftretende Kräfte sehr steif,

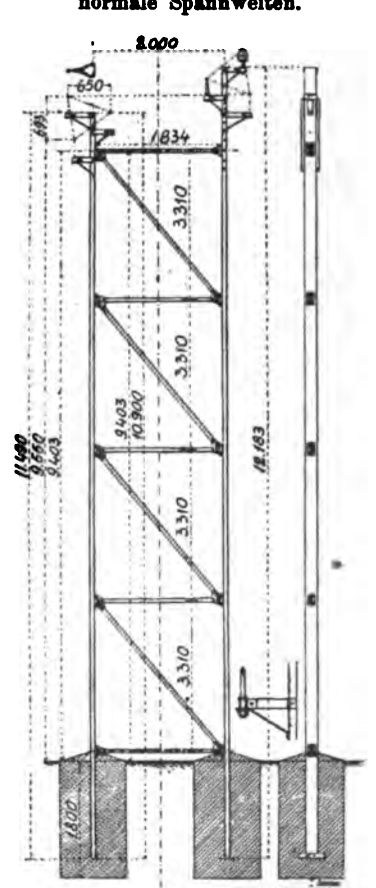


Abb. 417. Gittermasten der Kraftübertragung von Zogno am Brembo und Trezzo a. d. Adda nach Monza und Mailand für gerade Strecken und normale Spannweiten.

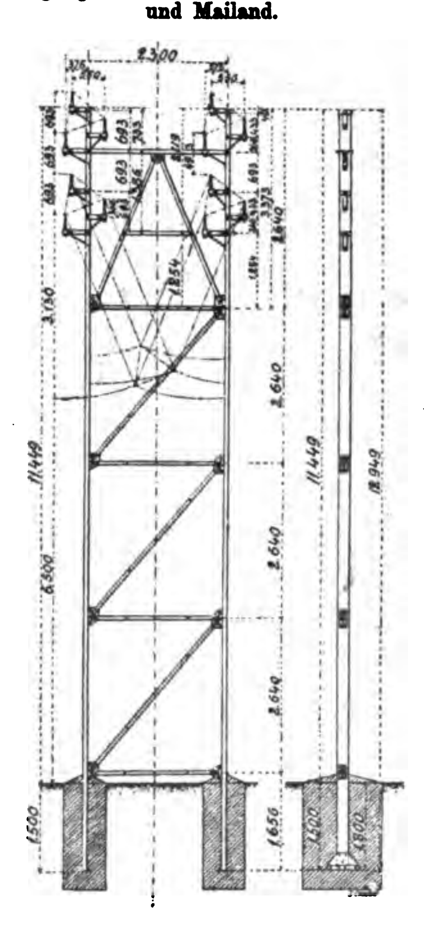


Abb. 418. Gittermasten der Kraftübertragung Trezzo a. d. Adda nach Monza und Mailand.

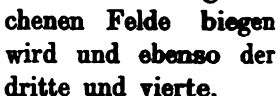
[33]) G. M. Semenza, Mailand: Les installations Hydro-Électriques de la Haute Italie. Extrait des mémoires de la Société des Ingénieurs Civiles de France. Paris 1905. Das Krafthaus der Società Conti bei Zogno liegt oberhalb der im Kap. II. S. 360 u. ff. beschriebenen Anlage Bergamasca am Brembo. Das Krafthaus, welches im Oktober 1904 in Betrieb gesetzt wurde, enthält 4 Gruppen von je 3000 PS_e mit 350 Uml./Min. Die Entfernung von dem Krafthause nach Monza beträgt etwa 60 km.

Bei der Anlage Trezzo an der Adda wurde durch Errichtung eines Wehres an einer Stromschnelle ein Gefälle von 8,0 m gewonnen und bei 40 cbm/sek. neunmonatlicher Wassermenge sind 3200 PS_e verfügbar. Aus besonderen Rücksichten auf die Örtlichkeit wurden stehende Turbinen mit 105 Uml./Min. gewählt. Die elektrischen Maschinen liefern direkt 12000 Volt, welche Spannung auch für die Fernleitung beibehalten wurde.

Die Società Conti ist mit der grossen Edison-Gesellschaft in Mailand eng liiert und liefert für diese den Strom.

dagegen können sie sich in Richtung der Leitung an der Spitze um 40 cm aus der Lotrechten herausbiegen, ohne die Elastizitätsgrenze zu überschreiten. Bei der Berechnung der Masten ist man davon ausgegangen, dass, sobald sich nach Bruch eines Drahtes zwischen zwei Masten der Mast krümmt, alsdann durch den vergrösserten Durchhang der nächstfolgende Mast gleichfalls einseitig stärker beansprucht wird und sich deshalb nach der gleichen Richtung, nur nicht so stark wie der Mast am gebrochenen Felde biegen wird und ebenso der dritte und vierte.

Fernleitung des Kanderwerkes am Thunersee.



Diese einfachen Masten[34]) konnten allerdings nur für gerade Strecken in der Ebene Verwendung finden. Bei der Anlage Zogno am Brembo musste aber das Gebirge, welches das enge Brembo-Tal einschliesst, überschritten werden, und es waren hier zum Teil sehr breite (bis zu 280 m Spannweite) Schluchten zu überspannen. Für diese Strecke sind erheblich stärkere eiserne Gestänge zur Ausführung gekommen (vergl. Abb. 432).

Ein gutes Beispiel für einen grossen Mast mit Platz für 20 Isolatoren bilden die auf Taf. LXXXIII, Fig. 1 dargestellten Masten der Anlage Champ (Fure et Morge (Spannung 26000 Volt).

An diesen Masten finden die Leitungen zweier verschiedener Gesellschaften Platz, und zwar ist für jede Gesellschaft eine Mastseite vorbehalten. Die Leitung liegt zwischen Champ bei Grenoble und Moirans. Die Höhe der Masten beträgt 13,60 m, wovon 1,90 m im Boden stecken, sodass die Spitze noch 11,70 m über Terrain hervorragt. An der Basis sind die Masten 0,8 m auf 0,8 m breit. Die Lyra des Schutzrahmens ist 3,70 m hoch und 3,4 m breit. Die Isolatoren sind so verteilt, dass ihre Linien durch die Spitze eines gleichseitigen Dreiecks von 0,70 m Seitenlänge gehen. Um das Arbeiten an den Drähten einer Seite zu ermöglichen, ohne die Drähte der anderen Seite stromlos zu machen, ist zwischen den beiden Drahtbündeln ein in einer senkrechten Ebene befindliches Schutznetz aus Draht gezogen, welches sorgfältig geerdet ist.

---

[34]) Die Masten nach Abb. 417 der Anlage Zogno sollen 120 Lire pro Stück gekostet haben. In grösseren Abständen werden bei derartigen Anlagen wegen der Montage steife Abspannmasten nötig.

Recht zweckmässig und einfach sind auch die Gittermasten, welche zur Anbringung der Isolatoren an ihrem oberen Ende vertikale Holzsäulen tragen, wie z. B. die Masten der auf Taf. LXXXIII, Fig. 5 und 5a dargestellten Eisenbahnüberführungen einer Fernleitung des Kraftwerkes La Dernier-Vallorbe (25000) und einer Fernleitung des Kanderwerkes (16000 Volt). Bei der Fernleitung des Kanderwerkes von Spiez nach Thun längs des Thuner Sees (16000 Volt) wurden Gittermasten mit je einer Holzsäule zu beiden Seiten des Mastes verwendet (vergl. Abb. 84, S. 441, welche auf S. 1114 wiederholt ist). An dem am Mast parallel mit der Leitungsrichtung angebrachten eisernen Rahmen sind die Drähte von gut geerdeten Schutznetzen befestigt, welche wie bei der Fernleitung Champ-Moirans ermöglichen sollen, Reparaturen an der einen Seite des Schutznetzes auszuführen, ohne die Hochspannungsleitungen der anderen Seite auszuschalten.

Abb. 419. Überführung der Fernleitung der Anlage Hagneck über den Aarekanal.



Ein Doppelgestänge mit Masten ähnlicher Konstruktion wurde für die Überführung der Fernleitung der Anlage Hagneck über den Aarekanal verwendet (Abb. 419).

Ein gutes Beispiel eines eisernen Doppelgestänges mit hölzernen Querträgern zeigt die auf Taf. LXXXIII, Fig. 2 dargestellte Fernleitung der Anlage Turbigo.

Ein anderes sehr steifes Gestänge für grössere Spannweiten zeigt Abb. 420. Hier galt es, möglichst grosse Spannweiten (100 m und mehr) zu erzielen, da die Fundierung der Masten in den Lagunen schwierig war.

Besonders starke Gerüste nach dem Muster der Abb. 421 wurden bei der Fernleitung der Kraftübertragung von den Niagarafällen nach Toronto der Toronto and Niagara Power Company (S. 548 u. S. 1085) verwendet[35].

[35]) Electrical World and Engineer 16. IX. 1905. S. 479. Für grosse Anlagen und hohe Spannungen sind neuerdings mehrfach derartige Gerüste mit Höhen von 18 bis 25 m und normalen Spannweiten von 150 bis 200 m für gerade Strecken vorgeschlagen. Durch Verringerung der Anzahl der Isolatoren werden die Verluste (S. 1093) und die Ursachen von Defekten verringert.

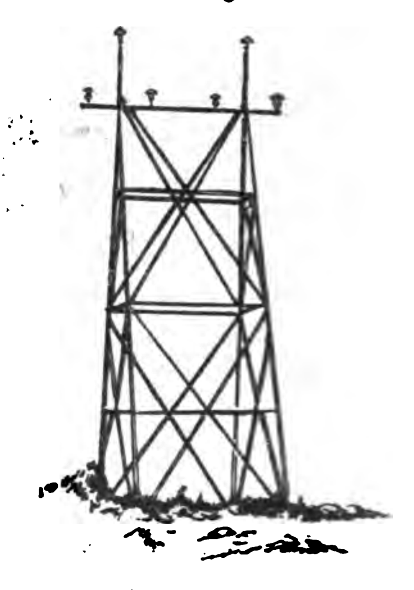
Auf je einem Mast ruhen 6 Kupferkabel von je 125 qmm Querschnitt. Die Fernleitung ist 120 km lang. Je 3 Kabel sollen bei 60000 Volt Spannung mit einem normalen Verlust von 10% 12500 PS_e übertragen. Für kurze Zeit und bei sehr starker Belastung sind auch 20% Verluste zugelassen (S. 548).

Bei überschläglicher Veranschlagung der Kosten normaler eiserner Gittermasten in Deutschland kann man je nach dem Umfang der Lieferung und der Stärke der verwendeten Profile pro 100 kg 25—30 Mk. in Ansatz bringen, wozu dann noch (abgesehen von den Querarmen, Isolatorenhaltern etc.) die Kosten des Transportes und der Aufstellung kommen.

Abb. 420. Fernleitung der Kraftübertragung Cellina nach Venedig bei Durchquerung der Lagunen.



Abb. 421. Eiserner Mast der Toronto and Niagara Power Co.



c) Masten aus armiertem Beton. Das Bedürfnis, die Anlagekosten der Fernleitung eines hydroelektrischen Kraftwerkes in mässigen Grenzen zu halten, und andererseits der Wunsch, die durch den schnellen Verfall von Holzgestängen verursachte Belastung der Betriebskosten zu vermeiden, haben, namentlich in Frankreich, vielfach zur Verwendung von Masten aus armiertem Beton geführt. Abb. 422 zeigt die Hochspannungsleitung Livet-Grenoble (36 km Länge und 26—32500 Volt Spannung), welche auf Masten aus armiertem Beton mit Holzseele montiert wurde. Im Vordergrunde sieht man einen Turm aus drei Masten von 19,0 m Höhe, welcher zur Abspannung dient, da an dieser Stelle die Leitung eine grössere Schlucht überschreitet. Ein Mast der genannten Anlage[36]) für 6 Drähte (8,0 mm) hat etwa eine Länge von 12,0 m, wovon 1,80 m im Boden stehen. Die Masten sind bei der Linie Livet-Grenoble in ein Betonbett von quadratischem Querschnitt und 0,6 m Seitenlänge gestellt worden. Ein solcher Mast besteht:

---

[36]) La Houille Blanche, Revue générale des Forces hydro-électriques et de leurs applications. Juliheft 1908.

1. Aus einer Seele von grünem Tannenholz mit 9,0 cm Durchmesser am Zopfende und 19 cm Durchmesser am Fussende.

2. Um diesen Mast ist spiralförmig ein Eisendraht von 6 mm Stärke gewickelt, welcher dazu bestimmt ist, die ad 3 beschriebene Armatur der Holzseele von dieser so weit abzuhalten, dass die letztere überall von dem Zementmörtel ad 5 dicht umschlossen wird.

3. Aus 8 Rundeisenstäben von 7 mm Durchmesser, welche in gleichen Abständen die Holzseele umgeben und auf dem ad 2 beschriebenen Spiraldraht ruhen. Diese 8 Rundstäbe werden unter sich und an den Enden durch Spanndrähte fest in ihrer Lage gehalten und mit Krampen an dem Holzmast befestigt.

4. Aus einem Drahtnetz mit 22 mm Maschenweite und 1 mm Drahtstärke, welches fest um die Armatur der Rundstäbe herumgewickelt ist, sodass es sich nicht verschieben kann.

5. Aus einem Mörtel von 1/3 Gewichtsteil besten Zementes und 2/3 sehr reinen, groben und gut gewaschenen Sandes. Die Zementumhüllung ist am oberen Ende des Mastes mindestens 2,0 cm stark und verstärkt sich nach unten zu auf 5—6 cm.

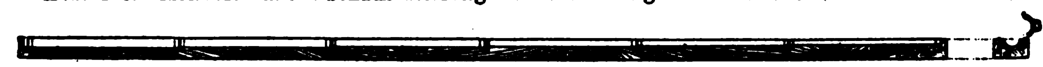
Abb. 422. Fernleitung von Livet an der Romanche (S. 581) nach Grenoble in armiertem Beton.



Das Holz muss entweder grün sein, damit es nicht aus dem nassen Mörtel Feuchtigkeit anzieht und sich dann ausdehnt und seine Umhüllung sprengt, oder es muss, wenn ausgetrocknetes Winterholz verwendet wird, 8 Tage im Wasser gelegen haben.

Der auf die beschriebene Art armierte Holzmast wird in eine Form aus Holz gelegt (Abb. 423). Diese Holzform, welche bereits die Verkleinerung des Mastdurchmessers nach oben um je 2 cm in einzelnen Schüssen vorsieht, wird mit eisernen Schalen ausgefüttert und mit einem Bett aus Zementmörtel versehen. Nachdem der

Abb. 423. Holzform mit Eisenausfütterung zur Herstellung von Masten aus armiertem Beton.



armierte Mast in dieses Mörtelbett fest hineingedrückt ist, wird die obere Hälfte des Mastes mit Mörtel umgeben und der letztere nach der Lehre umgelegter halber Halsbänder, welche die gewünschte Form und Materialdicke angeben, zusammengepresst und abgeglichen (Abb. 424). Eine Kolonne von 16 Mann kann ungefähr 15 Maste pro Tag herstellen.

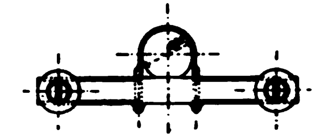
Zu einem Mast von 12,0 m Länge für 6 Drähte gehören etwa 200,0 kg Zement und der Mast wiegt ungefähr 650—700 kg. Für Eckpunkte und besondere Abspannungsstellen werden stärkere Masten angefertigt. Auf 8 km der schon erwähnten Linie zwischen Livet und Pont de Gavet wurden Masten verwendet mit um 5 cm verstärktem Durchmesser, da hier 3 Drähte mehr, also 9 statt 6 Drähte unterzubringen waren. Die Querarme und Querträger werden an den Masten durch Schellen befestigt (Abb. 425).

Man kann die Masten erden, indem man einen Draht der Armatur unten aus dem Zement herausreichen lässt und ihn mit der Erdplatte verbindet. Man kann auch den Mast als Blitzableiter verwenden, wenn man einen von den Rundstäben, welche zur Armatur gehören, über das obere Ende des Mastes verlängert. Dadurch, dass das Holz so gut wie luftdicht abgeschlossen ist, wird ein Verfaulen desselben wahrscheinlich verhindert. Aber selbst wenn es vergehen sollte, so wird der armierte Beton inzwischen eine solche Festigkeit erlangt haben, dass er allein alle Beanspruchungen des Mastes ertragen kann. Die Seele aus Holz hat den doppelten Zweck, erstens als Kern bei Herstellung der Betonhülle zu dienen, und dann den weiteren sehr wichtigen Zweck, die Bewegung des Mastes schon einige Stunden nach der Fertigstellung ohne Schaden für ihn zu gestatten.

Abb. 424. Herstellung von Masten aus armiertem Beton.



Abb. 425. Befestigung der hölzernen Querarme an Masten aus armiertem Beton durch Schellen.



Die Materialstärken des Betons und die Armierung aus Eisen werden so gewählt, dass die beabsichtigte Festigkeit ganz ohne Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Holzes erreicht wird.

Die Lebensdauer solcher Masten wird im wesentlichen von der Sorgfalt der Herstellung und von der Art des verwendeten Zementes und Sandes abhängen.

Bourgeat[87]) verwendet zur Hälfte schnell bindenden Zement bei Lufttemperaturen unter 20°, bei Temperaturen von 35° und mehr wird nur langsam bindender Zement genommen. 10 Tage nach der Fertigstellung sollen die Masten bereits verwendbar sein und jeden Transport aushalten können.

Trotzdem die Masten auf einer ganzen Reihe von Linien in Frankreich und Oberitalien ungefähr seit 1903 verwendet sind, liegen natürlich abschliessende Erfahrungen noch nicht vor. Nach Wissen des Verfassers sollen sich aber bisher wesentliche Schäden noch nicht herausgestellt haben. Eine längere Erfahrung wird noch lehren müssen, wie weit die Masten frostbeständig sind. Alles wird darauf ankommen, ob der Beton der Masten im Laufe der Jahre rissig wird und infolgedessen das Wasser in die Risse eindringen kann oder nicht. Würde das in Klimaten mit starken Frösten der Fall sein, so wäre eine baldige Zerstörung zu befürchten. Erweisen

[87]) Der Fabrikant A. Bourgeat in Voiron hat dem Verfasser auf Anfrage mitgeteilt, dass er eine Garantie für die Haltbarkeit der Masten auf 10 Jahre gegen Zahlung einer Vergütung von 5% übernähme, wogegen er sich verpflichten würde, alle Masten, welche innerhalb der Zeit irgendwie beschädigt werden, zu ersetzen.

Die nachstehende Tabelle gibt eine kleine Übersicht über die Biegungsmomente in kg/m, welche einigen Masttypen am Fusse zugemutet werden können und die Listenpreise ab Voiron.

sich die Masten aber als frostbeständig, so liegt kein weiterer Grund vor, sie nicht in ausgiebiger Weise zu verwenden.

7. Überführung von Hochspannungsleitungen mit grösseren Spannweiten über Schluchten, Eisenbahnen, Flüsse usw. Zu den grösseren Spannweiten, welche durch eine Fernleitung überbrückt wurden, zählt die Überschreitung einer Schlucht am Nordufer des Ontario-Sees mit einer Spannweite von **233,0 m**, welche zu der Fernleitung der Toronto and Niagara Power Co. gehört (S. 1116)[38]. Diese Stelle liegt etwa 48 km von dem Krafthause entfernt. Abb. 426 zeigt die Skizze eines Abspannturmes. Jede Leitung ist auf dem Turm auf drei Isolatoren befestigt. In der Nähe dieser Überschreitung befindet sich eine zweite Schlucht, welche mit 193 m Spannweite überschritten wird.

Abb. 426. Abspannturm bei Überschreitung einer Schlucht von 233,0 m Spannweite mit der Fernleitung der Toronto and Niagara Power Co.



Eine ähnlich grosse Spannweite ist bei der Kraftübertragungsanlage Tofvehult-Westervik in Schweden ausgeführt[39].

Ungefähr in der Mitte zwischen Tofvehult und Westervik schneidet ein enger schiffbarer Meerbusen in das Land tief hinein. Wenn die Leitung um diesen Busen herum-

Fortsetzung der Fussnote 32.

Preistafel der Masten aus armiertem Beton mit Holzkernen des Ingenieurs Bourgeat-Voiron.

Höhe in m	Zulässige Beanspruchung auf Biegung am Fusse in kg/m (Höhe × Kraft)	Durchmesser an den Enden	Preis des Mastes in Frs. (Rabatte vorbehalten)
6,50	1 500	20 . 13	30,—
6,50	4 000	22 . 15	60,—
8,50	1 500	22 . 13	43,—
8,50	4 500	25 . 15	82,—
10,0	1 500	22 . 13	52,—
10,0	4 500	25 . 15	95,—
10,0	10 000	31 . 22	145,—
11,0	2 000	25 . 13	65,—
11,0	3 000	27 . 15	78,—
11,0	10 000	34 . 22	174,—
12,0	2 000	25 . 13	75,—
12,0	3 500	27 . 15	98,—
12,0	10 000	34 . 22	196,—
14,0	2 400	27 . 13	98,—
14,0	5 000	29 . 15	154,—
14,0	10 000	34 . 20	220,—
16,0	2 400	29 . 13	135,—
16,0	5 000	31 . 15	180,—
16,0	10 000	34 . 17	285,—

[38]) Elektr. Zeitschr. 1905. S. 1038.

[39]) Arvid Westerberg, Stockholm, Die Kraftübertragungsanlage Tofvehult-Westervik in Schweden. Elektr. Kraftbetriebe und Bahnen. 1907. S. 641—645.

Abb. 427. Ansicht der Überführung der Fernleitung Tofvehult-Westervik Schweden über einen Fjord.

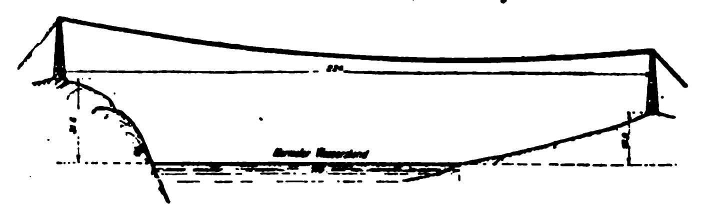


Abb. 428. Ansicht und Grundriss des Mastkopfes mit Stützkissen.

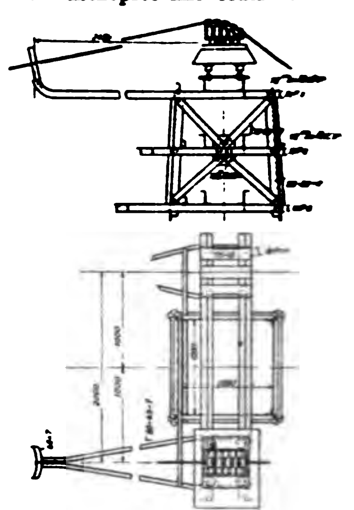


Abb. 429. Abspannturm der Kraftleitung Tofvehult-Westervik Schweden mit 224 m Spannweite.

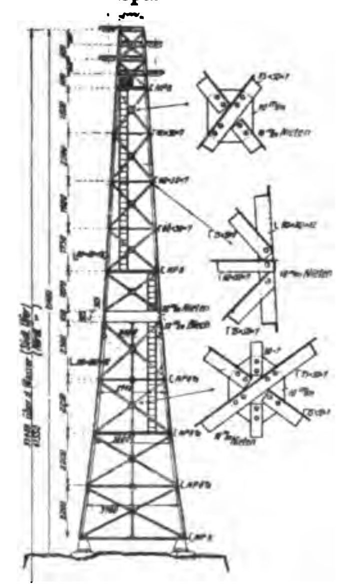


Abb. 431. Einzelheit der Abspannisolatoren zu Abb. 430.

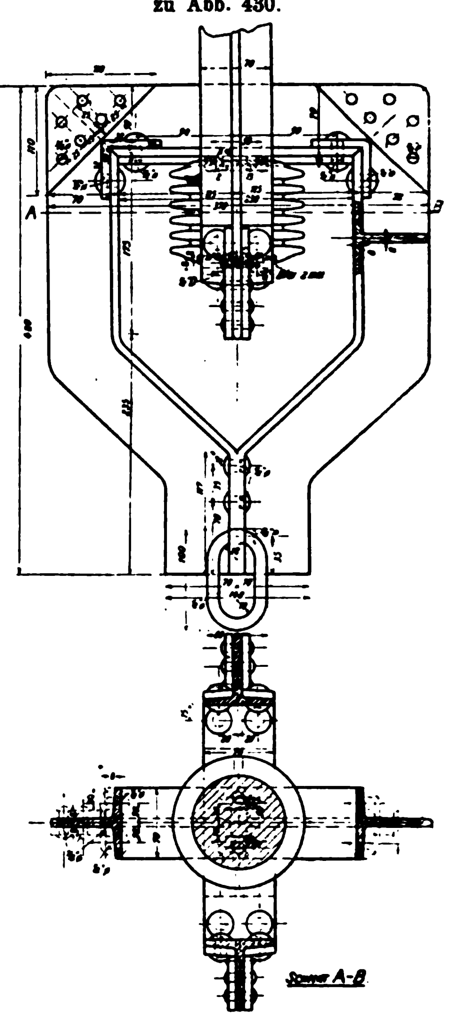
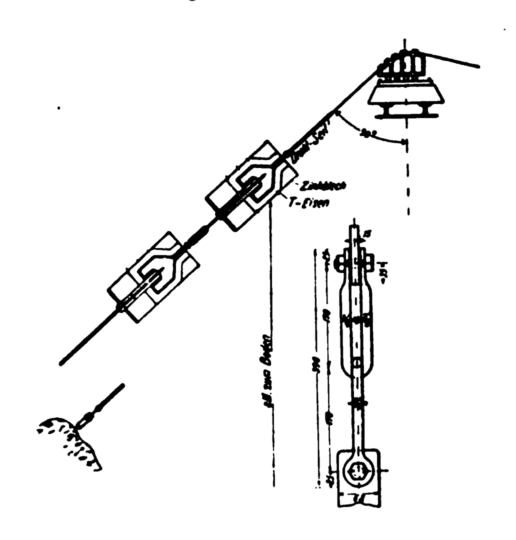
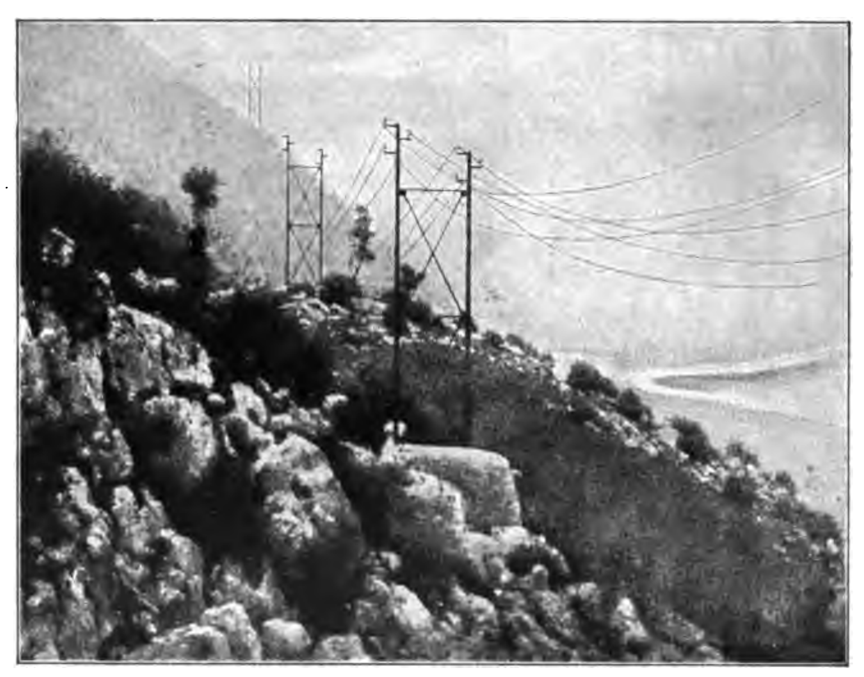


Abb. 430. Einzelheiten der Abspannung und Verankerung der Kabel zu Abb. 427.



geführt worden wäre, hätte dieselbe 6 km länger werden müssen als die 14,5 km lange Luftlinie zwischen dem Kraftwerk und der Stadt. Es wurde deshalb der Meerbusen mit einer Leitung in einer Spannweite von 224,0 m (Abb. 427) gekreuzt. Hätte man in die oberirdische Hochspannungsleitung an der Kreuzungsstelle Kabel einlegen wollen, so wäre es bei der gewählten Spannung von 10000 Volt nötig gewesen, besondere Überspannungsvorrichtungen vorzusehen und zwei Kabel zu verlegen. Selbst wenn diese Massregeln getroffen worden wären, würde die Kreuzung mittelst Kabel dennoch eine geringere Betriebssicherheit geboten haben als die oberirdische Kreuzung, abgesehen von den Kosten. Die Höhe der Leitung über dem normalen Wasserstand beträgt am niedrigsten Punkt noch 40,0 m. Als Leiter dienen 4 Stahlseile von 60 qmm Querschnitt, von denen 1 als Reserve dient. Diese Kabel werden an beiden Ufern von je einem 21 m hohen Gitterturm getragen (Abb. 428 und Abb. 429). Jeder Turm hat 4 Ausleger, 2 auf jeder Seite, welche die isolierenden Stützkissen tragen. Letztere bestehen je aus einem Eichenblocke, welcher auf 6 Hochspannungsisolatoren ruht (Abb. 430). Die Isolatoren, deren

Abb. 432. Fernleitung im Gebirge der Kraftübertragung von Zogno am Brembo nach Monza.



eiserne Stützen mit Bolzen an den Auslegern verschraubt sind, wurden in den Eichenblock mit Zement fest verkittet. Der Eichenblock ist auf seiner Oberseite mit dünnem Zinkblech zum Schutze gegen die Witterung bekleidet. Damit die Horizontal-Kräfte in den Seilen nicht auf die Türme übertragen werden, sind die Stützkissen der Seile auf je 4 gusseisernen Walzen gelagert. Die Walzen ruhen auf einer gusseisernen Platte, welche ihrerseits mit dem Eichenblock verschraubt ist. Eine seitliche Verschiebung der Walzen ist durch ihre beiderseitigen Flanschen verhindert. Die Leitfähigkeit eines Stahlseiles entspricht etwa derjenigen eines Kupferdrahtes von 7 qmm. Die Zugspannung in jedem Seil zwischen den Türmen beträgt bei — 30° C 600 kg und diejenige in dem Teil zwischen dem Turm und der Verankerungsstelle 750 kg, sodass die grösste Beanspruchung etwa 12,50 kg/qcm ausmachen kann. Der Durchhang der Seile zwischen den Türmen beträgt bei + 30° C. 9,0 m. Da die Seile aber in verschiedenen Höhen liegen und ihr Abstand in der Wagerechten ungefähr 2,0 m beträgt, so ist eine Berührung der Seile ausgeschlossen. Es soll sich auch gezeigt haben, dass die Seile selbst bei starkem Sturm nur wenig in Schwingung geraten. Jedes Seil ist am Ufer im Felsen verankert. Um die stromführenden Teile von der Erde zu isolieren, mussten besondere Spannisolatoren eingebaut werden (Abb. 430 und 431). Diese Isolatoren, von denen je zwei in Reihe geschaltet sind, sind für je 20000 Volt gebaut und können nach der ausgeführten Probe in trockenem Zustande eine Spannung von 25000 Volt aushalten. Um die Isolatoren vor Feuchtigkeit zu schützen, sind sie ganz von Mänteln aus Zinkblech umhüllt. Die Isolatoren bestehen aus Hartporzellan und zur besseren Auflagerung desselben ist zwischen Porzellan und Eisen je eine Bleiplatte eingelegt.

Bei der schon S. 1113 erwähnten Leitung Zogno-Brembo kommen Spannweiten bis zu 280 m vor und der Höhenunterschied zwischen den Isolatoren zweier Masten beträgt z. B. an einer Stelle 58,85, an einer anderen 60,60 und an einer dritten sogar 101,50. Einen Teil dieser Fernleitung im Gebirge zeigt Abb. 432.

Abb. 433. Stahlturm der 1870 m weiten Überführung über die Quarquinez Meerenge südlich von Oakland.



Abb. 434. Stützkissen eines Stahlseiles der Überführung über die Quarquinez Meerenge.



Abb. 435. Ansicht der Abspannisolatoren zu Abb. 433.



Abb. 436. Ansicht der Holzschuppen zum Schutze der Abspannisolatoren zu Abb. 433.



Die grösste heute bekannte Spannweite dürfte bei der schon S. 1085 erwähnten Linie der Bay Counties Power Company ausgeführt sein[40]). Die Hochspannungsleitungen dieser Gesellschaft müssen ungefähr 30,0 km nördlich von Oakland die Quarquinez-Meerenge kreuzen, und man hat hier, um die Betriebsunsicherheit, welche infolge Einschaltung eines Kabels in eine Luftleitung durch die Kapazität (Ladung) des Kabels ent-

[40]) Arvid Westerberg, Stockholm, Hochspannungsanordnungen bei Arbeitsübertragungen im Westen Amerikas. Elektr. Kraftbetr. u. Bahnen. 1905. S. 540.

stehen kann, zu vermeiden, eine sehr kühne Konstruktion ausgeführt. Die Spannweite der Überführung beträgt 1370,0 m. Der niedrigste Punkt dieser Überführung liegt 63,0 m über der Wasserfläche.

Jede Leitung besteht aus vier Stahlseilen von 22,0 mm Durchmesser, von denen eines als Reserve dient. Abb. 433 zeigt den Stahlturm am südlichen Ufer. Der Stützpunkt auf der nördlichen Seite ist noch ungefähr dreimal so hoch. Abb. 434 zeigt das Stützkissen eines Seiles. Jedes Stahlseil ist hinter dem Turm verankert, und um das Kabel von Erde zu isolieren, sind je zwei grosse Abspannisolatoren[41]) in Reihenschaltung zwischen der Ankerplatte und dem Seil eingeschaltet und durch je einen Holzschuppen geschützt (Abb. 435 und Abb. 436) Diese Isolatoren sollen, mit Rücksicht auf die auf 55000 Volt erhöhte Betriebsspannung durch Porzellanisolatoren des „California Types“ ersetzt werden, welche aus einem „Regenschirm“ und 4 in- und übereinandergreifenden Mänteln bestehen.

Bei Überführung von Eisenbahnen und Wegen werden in der Schweiz nur gut geerdete Fangbügel verlangt, bei deren Berührung ein gerissener Draht sofort stromlos wird (vergl. Taf. LXXXIII, Fig. 3, 5 und 5a). In Deutschland, Frankreich und Italien wird bei Eisenbahnkreuzungen meistens verlangt, dass entweder die Starkstromleitungen mit einem Schutznetz so umgeben sind, dass kein gebrochener Draht herabfallen kann, wie z. B. bei der Überführung der Fernleitung des Kraftwerkes Avignonnet über die Eisenbahn St. Georges de Commiers-La Mure (Taf. LXXXIII, Fig. 6), oder dass die Fernleitungen in einer steifen Laufbrücke überführt werden,

Abb. 437. Unterführung der Holzspannungs-Fernleitung der Anlage La Goule (S. 402) unter einem Eisenbahndamm.

[41]) Hergestellt von der Looke-Gesellschaft.

wie es bei der spitzwinkligen Kreuzung der Fernleitung des Kraftwerkes Avignonnet über die Eisenbahn Paris-Lyon-Marseille geschehen ist (Taf. LXXXIII, Fig. 4).

Bei der Fernleitung der Urft-Talsperre (35000 Volt) hat man gleichfalls an 13 Stellen solche Gitterbrücken verlangt, deren Kosten sich durchschnittlich auf je 1400 Mk. gestellt haben[42]). Um das Durchgleiten gerissener Hochspannungsdrähte nach unten völlig unmöglich zu machen, musste die ganze Brückenbahn mit Brettern verschalt werden.

(Nach den neuen Verbandsvorschr. würde Ausführung „mit erhöhter Sicherheit" genügen. vergl. Fussnoten 14, S. 1089 und 51, S. 1133.)

Eine Unterführung einer Hochspannungsleitung mittelst isolierter Kabel unter einen Eisenbahndamm bei der Fernleitung La Goule zeigt Abb. 437.

Zum Schluss dieses Abschnittes mag noch ein Hinweis auf den eisernen Verteilungsturm der Fernleitung des Lechwerks-Gersthofen Platz finden, welcher auf Taf. LXXXIII, Fig. 7 dargestellt ist. Die Örtlichkeit dieses Turmes lässt sich aus Abb. 136, S. 560 erkennen. Er enthält die Schaltapparate für die einzelnen Fernleitungen und die Blitzschutzvorrichtungen. Die Bodenfläche des Schaltraums misst 7,2 auf 7,0 m (vergl. S. 569 u. 570).

8. Die Isolatoren und ihre Stützen. a) Die Isolatoren. Als Material für Hochspannungsisolatoren wird neuerdings ausschliesslich das Hartporzellan verwendet. Es besitzt eine grosse mechanische Festigkeit und einen grossen Isolationswiderstand. Beim Schlag mit einem harten Gegenstande kann man zwar Stücke herausschlagen, aber es hält in der Masse zusammen, ohne rissig und splittrig zu werden. Früher, namentlich in Amerika, wurden auch Glasisolatoren für Hochspannungsleitungen eingebaut. Das Glas hat sich aber als zu spröde und sehr empfindlich gegen Temperaturschwankungen erwiesen. Es ist immer voller Spannung und sein Bruch daher nicht kurz und muschlig wie bei Porzellan, sondern splittrig, sodass ein Steinwurf einen Glasisolator vollständig betriebsunbrauchbar machen kann. Besonders häufig sind die Glasisolatoren gebrochen, wenn sie nach einer kalten Nacht von der Sonne beschienen wurden.

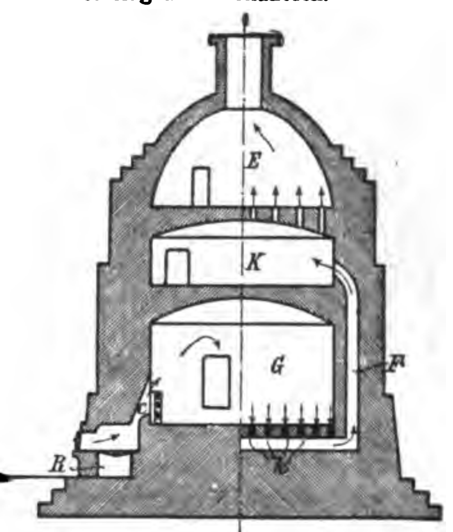
Das Hartporzellan besteht in der Hauptsache aus Porzellanerde und aus Feldspat mit einer Beimengung von Quarz. Die Porzellanerde führt auch den Namen Kaolin nach der Halbinsel Korea (Kaoli), wo von altersher Porzellanerden gefunden und verwendet wurden. Bei der Fabrikation wird die Masse durch Schlemmen und Mischen vorbereitet, alsdann werden die Stücke durch Drehen, Formgiessen oder Stanzen hergestellt. Die aus der plastischen Masse in der beabsichtigten Form hergestellten Gegenstände dürfen nur in Trockenräumen ohne Zugluft und nur einem langsamen Trockenprozess ausgesetzt werden, durch welchen das im rohen Porzellan enthaltene Wasser verdunstet wird. Alsdann werden die Stücke in Chamottekapseln einem Glühprozess unter einer Temperatur von ca. 800—900° C. ausgesetzt, wodurch das Porzellan eine solche Festigkeit erhält, dass es seine Erweichbarkeit im Wasser verliert, zugleich aber auch so porös wird, dass es begierig Wasser aufsaugt. So vorbereitet werden die Stücke durch einen dünnen Glasurbrei langsam hindurchgezogen, wobei sie Feuchtigkeit kräftig aufsaugen, die darin enthaltene Glasur aber auf ihrer Oberfläche zurückhalten. Die Glasur besteht meistens aus einer Mischung von Porzellanerde und Kieselverbindungen, wie Feldspat, Gips, Kalk etc. Sie erscheint nach dem Trocknen auf dem Porzellan als ein pulvriger Überzug, welcher durch den „Glattbrand" ein glasartiges Aussehen erhalten soll. Stellen, welche nicht glasiert werden sollen, werden entweder, solange der

[42]) Schwachstromschutz b. d. Hochspannungsanlage der Urft Talsperren-Ges. Archiv f. Post u. Telegraphie. Febr. 1906. S. 77 und Elektr. Zeitschr. 1906. S. 590. Die Verbandsvorschriften sind für die Eisenbahnverw. nicht verbindlich.

Überzug noch seine pulvrige Beschaffenheit hat, durch Abwaschen mit Hilfe einer Filzplatte oder eines Schwammes von dem Überzug befreit, oder sie werden, soweit es auf einfache Weise möglich ist, vor dem Eintauchen in den Glasurbrei abgedeckt. Das Glattbrennen geschieht in feuerfesten, fest verschlossenen Kapseln aus Chamotte und reinem Ton, weil die Hartporzellankörper nicht von der Stichflamme berührt werden dürfen. Da die Kapseln als schlechte Wärmeleiter nach dem Brande ihre hohe Temperatur nur langsam abgeben, findet auch die Abkühlung der Porzellanstücke langsam statt. Die Brenndauer ist verschieden je nach der Ofenkonstruktion und schwankt zwischen 14 und 24 Stunden. Die Temperatur im Ofen steigt bis zu 2000° C.

Die modernen Öfen brennen meistens mit niederschlagender Flamme, sie nützen aber alle kaum mehr als 15% des Heizwertes der Kohle aus, weil zum Porzellanbrande eine mit Kohlenstoff übersättigte Flamme notwendig ist und ein Luftzutritt, welcher eine vollkommene Verbrennung ermöglichen könnte, vermieden werden muss. Abb. 488 stellt den Schnitt durch einen dreistöckigen Porzellanofen dar. Die unterste Etage G ist für den Scharffeuerbrand (Glattbrand) bestimmt, die oberste E für den Glühbrand, die mittlere K für das Brennen der Kapsel (Chamottekästen)[43]. Der Ofen ist kreisrund und hat einen lichten Durchmesser von 4,5 bis 6,0 m. Die Ofenwand ist aussen aus gewöhnlichen Backsteinen auf sehr solidem Steinfundament und innen mit Chamotte ziegeln ausgekleidet, ungefähr 1 m im ganzen stark. Die unterste Etage ist bis zum Gewölbe 2,5 bis 3,0 m, die mittlere ca. 1,75 bis 2 m, die oberste bis zum Schornstein ca. 5 bis 8 m hoch. Der Schornstein hat eine Höhe von ca. 8,0 bis 10,0 m und eine lichte Weite von 0,6 bis 1,2 m. Jede Etage hat eine türartige Öffnung, die während des Brandes mit Chamotteziegeln zugemauert wird. Der oben skizzierte Ofen mit niederschlagender Flamme hat 7 Planroste von ca. 1 qm Fläche (R). Die Flamme dringt durch den Kanal c in den Ofen, steigt auf, überschlägt sich am Gewölbe und zieht durch eine grosse Anzahl kleiner runder Kanäle (k) im Boden des Ofens ab. Diese Kanäle sind in konzentrischen Kreisen angeordnet, haben ca. 15 bis 20 cm Durchmesser und vereinigen sich unter der Ofensohle zu grösseren Kanälen, die an der Peripherie des Ofens zusammenmünden, und zwar so, dass die geteilte Flamme hier wieder zusammengeführt wird, um in senkrecht aufsteigenden Kanälen von ca. 40 cm lichten Durchmesser (F) — die Kanäle in der Ofenwand sind immer in der Mitte zwischen zwei Feuerungen angeordnet — in die zweite Etage geleitet zu werden. Aus dieser Etage steigt die Flamme durch eine grössere Anzahl wieder in konzentrischen Kreisen angeordneter senkrechter Kanäle im Gewölbe direkt in den Glühofen und von hier in den Schornstein. Im unteren Scharffeuer-Ofen herrscht eine Temperatur von ca. 1500 bis 2000° C., in dem obersten eine solche von 600 bis 800° C.

Abb. 488. Querschnitt durch einen dreistöckigen Porzellanofen.



In dieser obersten Etage müssen also die getrockneten Waren den Glühprozess durchmachen und zwar in sogenannten Kapseln aus Chamottemasse. Die Kapselmasse besteht meist aus einem fetten, sehr plastischen, feuerfesten, einem mageren, feuerfesten Ton und aus Chamotte (gemahlene, gebrannte Kapseln). Die Kapseln werden in Gipsformen in gleicher Weise wie das Porzellan geformt und getrocknet und dann in der mittleren Etage K gebrannt.

Die Druckfestigkeit des guten Hartporzellans kann man im Mittel zu 4000 bis 4500 kg/qcm[44]) annehmen. Die Zugfestigkeit ist nicht sicher feststellbar, weil es nicht gelingt, Versuchsstäbe so herzustellen, dass alle Teile des Querschnitts wirklich nur auf Zug beansprucht werden.

---

[43]) Joseph Herzog und Clarence Feldmann, Die Herstellung des Porzellans für die Elektrotechnik. Elektr. Zeitschr. 1900. S. 910.

[44]) Robert M. Friese, Das Porzellan als Isolier- und Konstruktionsmaterial in der Elektrotechnik. 1904. S. 41.

Friese gibt dieselbe aus drei grösseren Versuchsreihen als Mittelwerte auf 1300 kg, 1700 kg und 2000 kg/qcm an.

Die Biegungsfestigkeit (Biegungsmoment durch Widerstandsmoment) kann zu 420—500 kg/qcm, im Mittel zu 490 kg/qcm angenommen werden. Den Elastizitätsmodul fand Friese aus der Durchbiegung einseitig eingespannter Stäbe zu 540 000—710 000, im Mittel somit zu 625 000. Die spezifische Wärme, d. h. diejenige Wärmemenge, welche erforderlich ist, um die Temperatur der Masseneinheit um 1° C. zu erhöhen (Wasser = 1 angenommen) beträgt 0,17.

Während es bei dem Schwachstromisolator in erster Linie auf Oberflächenisolation ankommt, welche dadurch erreicht wird, dass man die isolierende Weglänge von der Bundrille des Isolators zur Stütze lang macht (Abb. 439), kommt es bei den Hochspannungsisolatoren noch sehr wesentlich auf Durchschlagsfestigkeit und auf die Verhinderung von Randentladungen an.

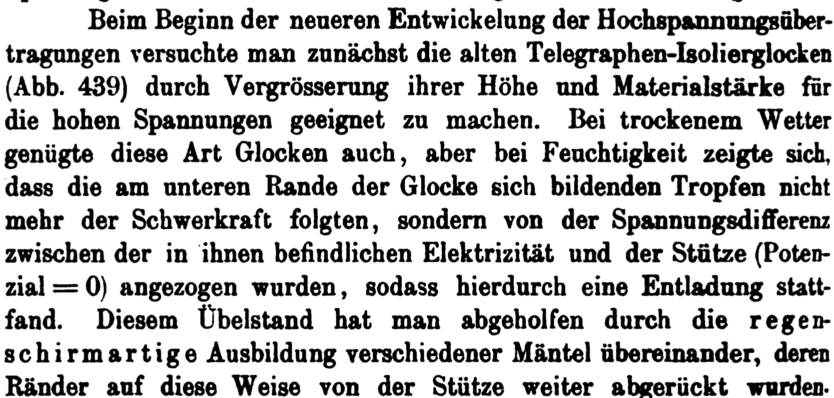


Abb. 439. Die Reichstelegraphenglocke.

Die Randentladungen entstehen besonders, wenn durch Sprühregen die Glocke mit einer Feuchtigkeitsschicht überzogen wird.

Beim Beginn der neueren Entwickelung der Hochspannungsübertragungen versuchte man zunächst die alten Telegraphen-Isolierglocken (Abb. 439) durch Vergrösserung ihrer Höhe und Materialstärke für die hohen Spannungen geeignet zu machen. Bei trockenem Wetter genügte diese Art Glocken auch, aber bei Feuchtigkeit zeigte sich, dass die am unteren Rande der Glocke sich bildenden Tropfen nicht mehr der Schwerkraft folgten, sondern von der Spannungsdifferenz zwischen der in ihnen befindlichen Elektrizität und der Stütze (Potenzial = 0) angezogen wurden, sodass hierdurch eine Entladung stattfand. Diesem Übelstand hat man abgeholfen durch die regenschirmartige Ausbildung verschiedener Mäntel übereinander, deren Ränder auf diese Weise von der Stütze weiter abgerückt wurden. Dadurch sollen die mit Elektrizität geladenen Wassertropfen verhindert werden, vom äussersten Rande des Schirmes zu der Stütze zu gelangen. Solche Typen nennen die meisten Fabrikanten Delta-Glocken (Taf. LXXXI).

Bezeichnet man die Betriebsspannung, d. h. die Spannung von dem hinführenden Draht zu dem zurückführenden Draht mit E, so ist die Spannung zwischen der Stütze (Erd-Potenzial 0) und Draht bei gewöhnlichem Wechselstrom $\frac{E}{2}$, bei Zweiphasenstrom $\frac{E}{\sqrt{2}}$, bei Drehstrom $\frac{E}{\sqrt{3}}$.

Es kann aber dadurch, dass ein Leitungsdraht aus irgend welchen Gründen auf eine Stütze oder das Gestänge herabfällt, sodass dasselbe seine Spannung annimmt, eine Spannung zwischen Bundrille und Stütze eintreten, welche der Betriebsspannung gleich ist. Infolgedessen wird für die Prüfung eines Isolators gegen Randentladungen die Betriebsspannung zugrunde gelegt und zwar kann man sich damit begnügen, wenn die Spannung, bis zu welcher die Glocke gegen Randentladungen gesichert ist, das 1,6fache der Betriebsspannung beträgt, vorausgesetzt, dass die Prüfung bei starker Besprengung mit Wasser erfolgt. Bei Isolatoren, welche in der Nähe von Meeresküsten stehen, wo auch die atmosphärischen Niederschläge salzhaltig sind, muss man die Sicherungen gegen Randentladungen noch erhöhen.

Die Oberflächenisolation hängt von der Beschaffenheit der Oberfläche und der Weglänge ab, welche ein Stromfaden von der Bundrille bis zur Stütze, ohne die

Oberfläche zu verlassen, zurückzulegen hätte. Durch die Glasur wird die Oberflächenisolation sehr stark erhöht, ganz gleichgültig, welche Farbe sie besitzt. Da die Glasur auch die Widerstandsfähigkeit gegen chemische und atmosphärische Einwirkungen sehr erhöht, werden allgemein auch die Ränder der Isolatoren und auch die inneren Mantelflächen mit glasiert.

Die Stellung der Mäntel gegeneinander ist so gewählt, dass Spritzwasser, welches von dem auf das Gestänge auffallenden Tropfen zurückgeschleudert wird, nicht in die inneren Mantelflächen hineingelangen kann. Bei guter Glasur läuft das Wasser an der glatten Oberfläche in einzelnen Tropfen schnell ab, ohne dass die ganze Fläche mit einer gleichmässigen Feuchtigkeitsschicht überzogen wird. Schnee, welcher auf der glatten Oberfläche liegen bleibt, isoliert selbst. Überdies wird die Schneedecke an der Berührungsfläche mit dem Isolator sofort wässerig und gleitet herab, sobald sich nur der geringste Strom auf der Isolatoroberfläche bildet.

Um zu verhindern, dass sich Insekten oder Staub im Innern der Mantelflächen festsetzen können, sind die Mäntel zueinander so geneigt, dass der Hohlraum sich nach aussen stark erweitert und dass das Tageslicht und auch der Wind Zutritt hat. Erfahrungsgemäss bleiben Isolatoren des sogenannten Deltatyps fast völlig rein.

Bei der Sicherung gegen das Durchschlagen ist zu beachten, dass sowohl durch atmosphärische Entladungen als auch durch die sogenannten Resonanzerscheinungen wesentliche Überspannungen vorkommen können. Infolgedessen legt man in Deutschland ziemlich allgemein für kleinere Spannungen bis zu 10000 Volt eine dreifache Prüfspannung zugrunde. Bei höheren Spannungen begnügt man sich mit der anderthalbfachen bis doppelten Prüfspannung, sodass ein Isolator für 20000 Volt auf Durchschlag mit 30—40000 Volt zu prüfen wäre. Übertriebene Prüfspannungen könnten leicht im Dielektrikum Veränderungen herbeiführen, welche noch nicht genügend geklärt sind. Manche Firmen geben allerdings für ihre Hochspannungsisolatoren höhere Prüfspannungen als das Doppelte der Betriebsspannung an (Taf. LXXXI). Über die Dauer, während welcher man den Isolator dieser Prüfspannung aussetzen soll, gehen die Ansichten noch auseinander. In der Porzellanfabrik Hermsdorf-Klosterlausnitz z. B. sind keine bestimmten Fristen für die Prüfungsdauer festgesetzt, vielmehr wird so lange geprüft, bis nach Ausscheiden des letzten durchgeschlagenen Stückes noch eine weitere Viertelstunde verstrichen ist, ohne dass sich Schäden gezeigt haben.

Ein Isolator, welcher der vorgeschriebenen hohen Durchschlagsfestigkeit genügt, entspricht bei richtiger Auswahl des Materials und bei sorgfältiger Herstellung auch den Ansprüchen auf mechanische Festigkeit. Ein Isolator wird in der Scheitelrille durch das Gewicht des Drahtes, vermehrt um den zusätzlichen Winddruck und die Gewichtserhöhung durch Schnee oder Rauhreif, auf Druck beansprucht, dagegen in der Halsrille auf seitlichen Zug. Die mechanischen Belastungen einer Glocke sind, wie bereits S. 1094 erwähnt wurde, insofern von der Betriebsspannung abhängig, als der Querschnitt der Leitungen im umgekehrten quadratischen Verhältnis zur Spannung abnimmt. Meistens wird man aber danach streben, durch Verteilung des für die verlangte Arbeitsleistung erforderlichen Gesamtquerschnitts auf mehrere Leitungssysteme den Drahtquerschnitt so zu gestalten, dass er aus Festigkeitsgründen gerade noch genügt, und aus diesem Grunde kann man sagen, dass in der Praxis die mechanischen Belastungen einer Glocke von der Betriebsspannung ziemlich unabhängig sind. Bei den meisten Normalien von Hochspannungsisolatoren ergibt sich bei kleinen Betriebsspannungen eine reichliche, bei hohen Spannungen eine überreichliche mechanische Druck-

festigkeit. Bei Isolatoren für niedere Spannung (etwa 10000 Volt) rechnet man mit einer zulässigen Belastung von etwa 1000 kg, bei den grossen Glocken für hohe Spannung etwa 3000 kg pro Glocke[45]).

Die Zugfestigkeit in der Halsrille ist in allen Fällen so gross, dass eher die Stützen krumm gezogen werden, als der Isolatorkopf abgesprengt wird.

Bei guter Glasur und gutem Garbrand kann der Isolator einen sehr kräftigen Schlag oder Steinwurf vertragen, ehe eine Verletzung eintritt. Auch sollen in solchen Fällen nur Stücke ausbrechen aber keine weiterlaufenden Sprünge entstehen. Vielfach wird der braunen Glasur der Vorzug vor der weissen gegeben, weil erfahrungsgemäss der weisse Isolator einen stärkeren Anreiz bietet als Zielobjekt für Steinwürfe und weil sich bei der braunen Glasur an der weissen Farbe der Ausbrüche Verletzungen leichter von unten erkennen lassen.

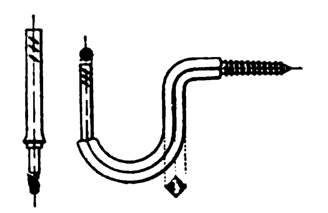
Es ist allgemein üblich, für den Isolator auch das Gewicht anzugeben, weil mit Rücksicht auf die geringere Belastung des Gestänges und bei der grösseren Wahrscheinlichkeit eines ganz gleichmässigen Garbrandes bei kleinerer Masse die leichteren Glocken bei gleicher Isolierfähigkeit den Vorzug verdienen. Bezüglich der Energieverluste in Watt an einer Hochspannungsglocke vergl. S. 1094.

Die verschiedenen Isolatorentypen sind auf Taf. LXXXI so deutlich dargestellt, dass eine Beschreibung überflüssig wird.

Bei den grossen aus mehreren Stücken hergestellten Isolatoren werden meistens die Berührungsflächen der einzelnen Stücke vor dem Garbrande mit Glasur bestrichen und dann im Garbrande selbst durch die Glasur vereinigt.

b) Die Isolatorenstützen. Die Stützen werden heute meistens aus Eisen oder Stahl hergestellt. Das obere Ende der Stütze wird mit Hanf, welcher in Leinöl oder in eine Mischung von Leinöl und Mennige oder Bleiglätte getaucht ist, fest umwickelt und der Isolator aufgedreht. Bei sehr stark beanspruchten Isolatoren namentlich an grösseren Winkelpunkten wird auch wohl ein Kitt aus Bleiglätte und Glyzerin, welcher rasch erhärtet und nicht treibt, oder auch Hanf mit einer Schellacklösung verwendet. Vor Aufwickelung des Hanfes wird das obere Ende etwas aufgeschlagen, sodass scharfe Haken und Rillen entstehen, durch welche der Hanf gehalten wird. Man unterscheidet im allgemeinen hakenförmige Stützen (Taf. LXXXI, Fig. 14 und Abb. 440), welche direkt in den Mast eingeschraubt werden, und gerade lotrechte Stützen, welche mit Bund und Schraubenmutter an den Querrahmen oder Querträgern verbolzt sind, (Taf. LXXXI, Fig. 10, 11 und 12) und konsolartige Stützen (Taf. LXXXI, Fig. 13 und Abb. 411 u. 418, S. 1106 u. 1113), welche mit wagerechten Bolzen direkt an den Masten oder an den Querträgern befestigt werden. Bei geraden Stützen werden auch statt des vollen Rundeisens verzinkte Röhren verwendet. Die diesbezüglichen Modelle von der Firma Richard Ginori in Mailand schwanken zwischen 195 und 500 mm Länge mit lichten Durchmessern von 18 bis 31 mm ($^3/_4$ bis $1^1/_4$ Zoll). Darstellungen der Stützen mit Gewichtsangaben befinden sich auf Taf. LXXXI, Fig. 19[46]).

Abb. 440. Isolatorenstützen.



[45]) Vergl. hierzu die Gewichtstabelle für Kupferdraht S. 1142 und die Zahlentafeln S. 1151 und S. 1152, wonach sich die Gewichtsvermehrungen aus Eis, Schnee und Wind ergeben.

[46]) Der Preis einer Stütze beträgt bei 195 mm Länge und 18 mm innerem Durchmesser (500 g Gewicht) ca. 0,80 Lire; bei 300 mm Länge (900 g Gewicht) 0,80 Lire; bei 420 mm Länge und 25 mm (1 Zoll) innerem Durchmesser (1500 g Gewicht) 1,20 Lire; bei 500 mm Länge und 31 mm ($1^1/_4$ Zoll) innerem Durchmesser (2570 g Gewicht) 1,70 Lire.

Um die Oberflächenisolation und die Sicherung gegen Randentladungen noch zu vergrössern, werden bei einzelnen Typen für sehr hohe Spannungen (vergl. Taf. LXXXI, Fig. 8, 17 und 18) die Stützen mit Porzellanhülsen umgeben, die bis auf den tragenden Querarm reichen.

Das Gewicht einer Hakenstütze aus Vierkanteisen von 22 mm Seite beträgt etwa 2,0 kg, das Gewicht einer geraden Stütze von 20 mm Durchmesser und 270 mm Länge etwa 1,0 kg.

Da jeder einzelne Isolator sorgfältig auf Durchschlagfestigkeit, Sicherheit gegen Randentladungen und Oberflächenisolierung geprüft werden muss, haben alle grösseren Fabriken besondere Prüffelder[47]. Ausserdem werden die vorgeschriebenen Abmessungen durch Nachmessen an einzelnen Exemplaren untersucht, der gute Brand und die Freiheit von Rissen durch den Klang beim Anschlagen geprüft und die Höhe der mechanischen Festigkeit durch Versuche an einzelnen Isolatoren festgestellt.

9. Die Verteilung der Drähte für die Kraftübertragung und den Dienstfernsprecher auf dem Gestänge, sowie die Schutzvorrichtungen gegen die Gefahren bei Berührung von Hochspannungsleitungen. Den Achsenabstand der Drähte voneinander, welcher bei Telephon- und Telegraphenleitungen zu mindestens 30,0 cm angenommen wird, wählt man bei Hochspannungsleitungen mit mehr als 500 Volt (abgesehen von besonderen Fällen, in welchen man besondere Wirkungen erzielen will) nie kleiner als 50,0 cm. Dieser Abstand ist bis zu 5000 Volt zulässig. Würde man den Abstand kleiner wählen, so würden, wachsend mit der Spannung, sogenannte „dunkle Entladungen" von Draht zu Draht stattfinden, welche zu Störungen im Betriebe und zu Effektverlusten führen würden. Bei höheren Spannungen wählt man den Abstand ungefähr um je 10 cm für je 5000 Volt Spannung grösser, sodass der Abstand bei 10000 Volt 60,0 cm und für 15000 Volt 70,0 cm wird und so fort.

Zur ungefähren Berechnung des zweckmässigsten Abstandes in cm gilt für höhere Spannungen die empirische Formel

$$d \text{ (Achsenabstand der Drähte in cm)} = 18 \cdot \sqrt{\frac{V}{1000}},$$

worin V die Betriebsspannung in Volt bedeutet[48]. Diese Abstände beziehen sich auf einen Mastenabstand von 45,0 bis 50,0 m. Wächst derselbe, sodass durch Schwingungen je 2 Drähte näher aneinander herankommen können, so muss der Achsenabstand der Drähte vergrössert werden.

Über den Abstand der Drähte von Hochspannungsleitungen von Erde schreiben in § 23, ad h die alten und in § 22 ad b 1 die neuen Verbandsvorschriften vor:

Ungeschützte Freileitungen sollen mit ihren tiefsten Punkten in der Regel mindestens 6,0 m, bei befahrenen Wegüberführungen mindestens 7,0 m von der Erde entfernt sein. Diese Vorschrift ist besonders erlassen mit Rücksicht auf die Lebensgefahr, welche bei zufälliger Berührung von Hochspannungsdrähten für unisoliert stehende Menschen und Tiere besteht.

Was die gegenseitige Anordnung der Drähte an einem Gestänge betrifft, so muss man nach den verschiedenen Systemen unterscheiden.

Bei Gleichstromleitungen hat man mit dem Abstand nur auf die Vermeidung von Entladungen von Draht zu Draht Rücksicht zu nehmen, bei Wechsel-

[47]) Ein solches Prüffeld der Hermsdorfer Fabrik ist in der E.T.Z. 1902. S. 471 von R. Friese beschrieben.

[48]) „Das Porzellan als Isolier- und Konstruktionsmaterial in der Elektrotechnik", herausgegeben von Robert M. Friese, 1904. Aufsatz des Oberingenieurs H. Wallem, S. 127.

stromleitungen dagegen kommt noch die Rücksicht auf die Selbstinduktion und auf die gegenseitige Induktion der Leitungsdrähte in Betracht[49]).

Ergibt beim Einphasensystem die Querschnittsberechnung einen Querschnitt von zusammen z. B. 30 qmm pro Draht, so ist es, sofern die mechanische Festigkeit bei dem gewählten Mastenabstande völlig ausreicht, vorteilhaft, statt 2 Drähte von je 30 qmm, 4 von je 15 qmm zu verlegen, weil die Induktionswirkungen durch Verkleinerung der Stromstärke pro Draht verringert werden (vergl. Formel 3, S. 1073). Diese Massregel hat auch betriebstechnisch die ferneren Vorteile, dass man zwei getrennte Systeme, also immer eine Reserve für den Fall des Bruches eines Drahtes hat und dass man Licht und Kraft trennen kann. Die Abb. 441 a—e gibt verschiedene Arten der Verteilung der Drähte an einem Maste, wobei a und b und a′ und b′ die beiden Drähte je eines Systems bedeuten. Für eine Leitung, welche 4000 KW übertragen soll, bei 100,0 km einfacher Länge der Leitung (nicht Drahtlänge) 30000 Volt Spannung, also 140 Ampère Einphasenstrommenge, bei $\cos\varphi = 0{,}95$, 50 Per./sek., einem Gesamtquerschnitt der Leitung (nicht Drahtquerschnitt) von 100 qmm und einem Achsenabstand der Drähte von 80 cm voneinander ergibt sich nach Wallem bei den verschiedenen Anordnungen folgender induktiver Spannungsabfall:

Abb. 441. Verschiedene Anordnung der Drähte bei Einphasenstrom.

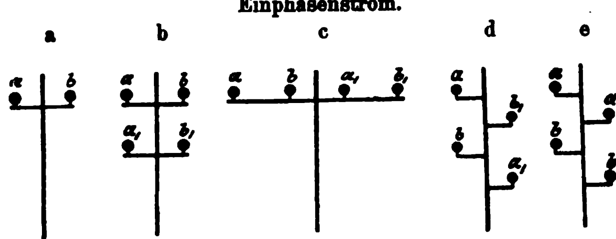
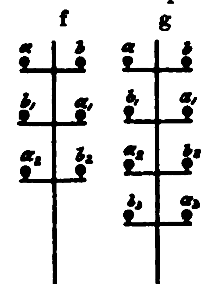


Abb. 442. Günstigste Anordnung der Drähte bei Einphasenstrom und 3 bezw. 4 Leiterpaaren.



Bei der Anordnung Abb. 441

nach a) 9150 V. (ein Leiterpaar mit Drahthalbmesser r = 0,565 cm),

„ b) 5185 V.
„ c) 4750 V.
„ d) 5030 V.
„ e) 4690 V.
(je 2 Leiterpaare mit r = 0,4 cm und einer Stromstärke von nur 70 Ampère pro Draht),

woraus sich ergibt, dass die Anordnungen von c und e die vorteilhaftesten sind. Noch bessere Resultate (4575 V.) würde eine Anordnung nach Abb. 441 b ergeben, wenn man die Stellungen von a_1 und b_1 vertauscht. Für 3 und 4 Leiterpaare ergeben sich als die günstigsten Drahtstellungen diejenigen nach Abb. 442 f und g. Durch zweimalige Vertauschung der Plätze der Drähte und der Leiterpaare miteinander in gleichen Abständen (also nach $^1/_3$ der Länge kommen oben links a_1, rechts b_1, auf dem zweiten Arm links b_2, rechts a_2, auf dem untersten Arm links a und rechts b) würde der induktive Spannungsabfall der Anordnung 442 f bei 4000 KW, 30000 Volt, 100 km Leitungslänge, 100 qmm Leitungsquerschnitt, also $\frac{100}{6}$ Drahtquerschnitt ca. 4530 Volt sein. Wenn bei der Anordnung nach f die Drahtgruppe a b unverdrillt bleibt, die Gruppe a_1 b_1 einmal in der Mitte der Strecke gekreuzt wird und die Gruppe a_2 b_2 dreimal gekreuzt wird, so ist der induk-

[49]) Näheres vergl. H. Wallem, Der theoretische Leitungsbau, Abschnitt V in „Das Porzellan als Isolier und Konstruktionsmaterial in der Elektrotechnik". Herausgegeben von Robert M. Friese, S. 123 u. ff.

tive Spannungsabfall beim obigen Beispiel etwa 4880 Volt. Ungefähr gleichwertig mit der Anordnung g bei 4 Leiterpaaren würde diejenige sein, bei der man nur zwei Querarme verwendete und auf jeden Arm je zwei Leitungspaare nebeneinander unterbrächte.

2. Das Zweiphasensystem. Das offene Zweiphasensystem mit 4 Drähten. Auch hier wird man, wenn es die Querschnittsberechnungen nach elektrischen und mechanischen Gesichtspunkten rechtfertigen, vorziehen, zwei Systeme mit 8 Drähten anstatt eines Systems mit 4 Drähten zu verlegen. Die günstigste Anordnung ergibt sich bei einer Gruppe von Zweiphasenleitungen, also 4 Drähten, wenn man ähnlich wie bei Abb. 441 b die Drähte der Phase I oben, diejenigen der Phase II unten anordnet und die eine Doppelleitung in der Mitte der Strecke kreuzt, oder wenn man nach dem Vorbilde der Abb. 441 c die 4 Drähte auf einen Doppelarm und zwar die Doppelleitung der einen Phase links, der anderen Phase rechts anordnet und eine der beiden Doppelleitungen in der Mitte der Strecke kreuzt. Bei zwei Gruppen von Zweiphasenleitungen, also bei zweimal 4 Drähten, ist es am vorteilhaftesten, die zwei Doppelleitungen der Phase I a_1 b_1 und b_1' a_1' auf der einen Seite des Mastes und diejenigen der Phase II a_2 b_2 und b_2' a_2' auf der anderen Seite des Mastes untereinander anzubringen und die zwei Doppelleitungen der Phase II in der Mitte der Strecke zu kreuzen. Die Anordnung der Abb. 443 a [50]) ist weniger vorteilhaft, aber vielfach verwendet. Nach Wallem ergibt

Abb. 443. Anordnung der Drähte beim offnen Zweiphasensystem mit 4 Drähten.

Abb. 444. Verteilung der Drähte bei Drehstrom.

sich bei einer Leitungslänge L = 100 km, n = 50 Per./Sek., einem Leitungsquerschnitt (4 Drähte) von zus. 50 qmm und einer Stromstärke von 70 Amp. pro Draht und 30000 Volt Spannung bei der oben beschriebenen günstigsten Anordnung ein induktiver Spannungsabfall von 4575 Volt und für die Anordnung nach Abb. 443 a (vergl. Fussnote 48) ein induktiver Spannungsabfall von ca. 5250 Volt, auch wenn durch Vertauschung der Seite zwischen den Drahtpaaren der Phase I in der Mitte der Leitung die induktive Wirkung der zwei Phasen aufeinander aufgehoben wird. Bei der Anordnung nach Abb. 443 b braucht der Abstand zwischen a_1 und a_2 nur $\frac{d}{\sqrt{2}}$ zu sein. Der Nachteil besteht aber darin, dass man drei Arme nötig hat, weshalb die Anordnung selten benutzt wird.

β) Bei dem verketteten Zweiphasensystem mit gemeinschaftlicher Rückleitung, also 3 Drähten, von denen der Rückleitungsdraht einen Querschnitt gleich dem $\sqrt{2}$fachen der Phasendrähte hat, ist es am günstigsten, die Drähte in den Spitzen eines gleichseitigen Dreiecks liegend anzuordnen.

[50]) In der Abbildung sind die Bezeichnungen der Isolatoren verdruckt. Es muss heissen von links nach rechts am oberen Arm a_1 b_1 a'_1 b'_1, am unteren Arm b_2 a_2 b'_2 a'_2.

3. Beim Drehstrom werden bei mehreren Leitergruppen zu 3 Drähten an einem Gestänge die Drähte häufig auch in die Spitzen je eines gleichseitigen Dreiecks (Abb. 444 a) gelegt. Die Anordnung nach Abb. 444 a wurde z. B. bei der Kraftübertragung der Niagara Falls Power Co. nach Buffallo (S. 545) verwendet. Bei Anordnung der drei Leiter einer Gruppe in einer lotrechten oder wagerechten Ebene ist eine einmalige vollständige Verdrillung der Leitung (also sodass b [Abb. 444 b] an die Stelle von c kommt und wieder zurück nach b) notwendig. Bei einer Anordnung mit vier Drehstromkreisen (nach Abb. 444 b) ist die gegenseitige Induktion gleich 0, wenn Gruppe I eine vollständige Verdrillung, desgleichen Gruppe IV aber nach entgegengesetzter Richtung erhält und Gruppe II und III je dreimal vollständig, aber nach entgegengesetzten Richtungen verdrillt werden.

Um die einzelnen Stromverteilungsstellen mit dem Krafthause in Verbindung zu bringen und um eine möglichst schnelle Meldung aller von den Leitungswärtern bemerkten Beschädigungen der Leitungen nach dem Krafthause zu ermöglichen, werden bei grösseren Anlagen häufig auf dem Gestänge der Hochspannungslinien Telephonleitungen angebracht und in Entfernungen von 5—10 km Sprechstellen eingerichtet. Die Entfernung der Telephondrähte von dem untersten Starkstromdraht desselben Gestänges sollte mindestens 1,50 m betragen, wird aber meist noch grösser als 2,0 m gewählt. Die Entfernung der beiden Telephondrähte voneinander muss möglichst klein sein und die Drähte sind möglichst in einer wagerechten Ebene nebeneinander und symmetrisch zu den Starkstromleitungen zu verlegen, damit die Induktionswirkungen in den beiden Drähten gleich gross werden und sich gegenseitig aufheben. Die Schwachstromleitungen sind ferner in geeigneter Weise zu verdrillen (vergl. § 22 i der neuen Verbandsvorschriften. Elekt. Zeitschr. 1907, S. 885).

Bei der S. 1119 schon erwähnten Kraftübertragungsanlage Tofvehult-Westervik in Schweden wurde an demselben Gestänge unter den Hochspannungsdrähten eine Telephonleitung gezogen und auf gewöhnlichen Telephonisolatoren befestigt. Die Telephonleitung wurde schraubenförmig derart verdrillt, dass sie auf einer Entfernung von je 5 Masten eine volle Umdrehung machte. Die Hochspannungsleitung selbst ist gleichfalls verdrillt, derart dass auf die ganze Strecke 5 Umdrehungen, also ungefähr eine Umdrehung auf je 3000 m kommen. Beim Telephonieren ist zwar ein summender Ton bemerkbar, der aber nicht so stark wird, dass das Gespräch erheblich gestört wird. Die Kreuzung der Telephonleitung mit dem Meerbusen Värkebäcksviken, welchen die Hochspannungsleitung mit der S. 1121 beschriebenen Überführung überschreitet, ist mittelst Seekabel ausgeführt.

Auf die Anbringung von Schutznetzen zwischen Hochspannungs- und Schwachstromleitungen an demselben Gestänge verzichtet man heute ganz und sichert vielmehr durch entsprechende Anordnungen die Sprechstellen selber. Zu diesem Zwecke müssen die Sprechstellen mit Schmelzsicherungen ausgerüstet sein, ausserdem müssen die Telephonapparate so eingerichtet werden, dass der Induktor des Apparates mittelst einer Gummikurbel oder eines Lederriemens angetrieben wird und dass durch Isolierung des Sprech- und Hörrohrs gegen Hochspannung eine Beschädigung der an den Apparaten befindlichen Personen nicht stattfinden kann. Die Isolierung kann z. B. durch starke Gummischläuche, an welchen das Telephon und Mikrophon hängen, bewirkt werden. Beiläufig sei hier bemerkt, dass jedes Krafthaus ausserdem mit den öffentlichen Fernsprechstellen in Verbindung stehen muss, weil es immerhin vorkommen kann, dass gerade, wenn die wichtigsten Mitteilungen wegen Drahtbrüche etc. zu machen sind, der Betriebsfernsprecher nicht benutzbar ist.

Befinden sich mehrere, vielleicht sogar fremde Leitungssysteme an einem Gestänge, so kann es im Interesse der Betriebssicherheit notwendig sein, die Drähte in zwei Gruppen voneinander so zu trennen, dass man an der einen Gruppe Reparatur-

arbeiten vornehmen kann, ohne die andere stromlos zu machen. Das geschieht meistens in der Weise, dass zwischen den beiden Gruppen ein vertikales Schutznetz aus Eisendraht gezogen wird, welches auf die sorgfältigste Weise zu erden ist, damit es unter allen Umständen das Potential 0 behält (S. 1114 u. 1115). Wie ein Schutznetz der eben erwähnten Art, sind auch alle Schutznetze[51]), welche bei Kreuzungen von Telephonleitungen, von Wegen und Eisenbahnen angebracht werden, sorgfältig zu erden. Die Längsdrähte eines Schutznetzes bestehen gewöhnlich aus 4 mm starkem verzinkten Eisendraht, die in Abständen von nicht mehr als 1,0 m anzuordnenden Querdrähte aus 2,5 mm starkem Eisendraht. Schutznetze können sowohl offen als auch geschlossen sein. Es versteht sich von selbst, dass die Drähte der Schutznetze so weit von den Hochspannungsdrähten entfernt sein müssen, dass eine zufällige Berührung bei Sturm etc. ausgeschlossen ist. Bei offenen Schutznetzen ist ferner dafür zu sorgen, dass ein gebrochener Hochspannungsdraht auch bei stärkestem Winde sicher abgefangen wird. Man sieht diese Forderung im allgemeinen als erfüllt an, wenn die offenen Schutznetze seitlich im gehörigen Abstande bis zur Höhe des untersten Hochspannungsdrahtes reichen. Wie S. 1106 schon erwähnt, verlangen die Sicherheitsvorschriften, dass an allen Winkelpunkten einer Starkstromleitung Fangbügel angebracht werden, welche beim Bruch von Isolatoren das Herabfallen der Leitungen vom Gestänge verhindern.

Als weiterer Schutz gegen Unglücksfälle durch zufälliges Berühren herabgefallener Drähte sind in einer Hochspannungsleitung Schmelzsicherungen oder besser Selbstschalter einzubauen, welche bei Erdschluss, z. B. infolge von Drahtbrüchen, sofort durchbrennen bezw. herausspringen und die Leitung ganz oder streckenweise stromlos machen. Diese Schmelzsicherungen bestehen in der Regel aus Röhren von Porzellan, in welche ein Schmelzstreifen eingeschlossen ist. Solche Sicherungen und Selbstschalter werden in der Regel nur in bedeckten Räumen (in dem Krafthause selbst, in den Transformatoren und Schalthäusern) untergebracht (vergl. Kap. III, § 6 B, S. 1047 u. ff.).

Um Fernleitungen streckenweise ausschalten zu können, werden in gewissen Abständen Ausschalter eingebaut. Ausserdem befinden sich stets in den Transformatorenhäusern sowie in dem Krafthause Ausschalter.

Alle Masten von Fernleitungen mit hochgespanntem Strom müssen nach den Sicherheitsvorschriften in Deutschland einen deutlich sichtbaren roten Zick-Zack-Pfeil tragen. In Frankreich und Italien werden meistens Schilder angeheftet, welche

---

51) Gegen die Verwendung von Schutznetzen (vergl. § 23 ad m der alten und 22 ad h und k der neuen Verbandsvorschriften u. S. 1090) sind neuerdings viele beachtenswerte Stimmen lautgeworden. So äusserte sich z. B. der Bayerische Revisionsverein in der Zeitschrift des Bayerischen Revisionsvereins 15. X. 1905. S. 190: „Dagegen haben wir uns entschlossen, bis auf weiteres die Anbringung von Fangnetzen bei Freileitungen, die öffentliche Wege berühren oder kreuzen, nicht zu verlangen, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind." Folgen die Bedingungen.

Vergl. Elektr. Zeitschr. 1906. S. 55 und S. 281.

In den „Normalien für Leitungen" gültig ab 1. I. 1908 heisst es ad III:

„Sollen durch erhöhte Sicherheit im Sinne des § 22 h und k Schutznetze vermieden werden, so dürfen die Leitungen nur mit der Hälfte der unter I a zugelassenen Zugspannung (S. 1042) beansprucht werden. Hierbei müssen die Masten, welche den Übergang zwischen Leitungsfeldern verschiedener Zugspannung vermitteln, für den grössten, einseitigen Zug bemessen sein. Durch besondere Befestigung der Leitungen an diesen oder durch andere zweckdienliche Massnahmen ist dafür zu sorgen, dass auch bei Zerstörung eines Isolators die zugehörige Leitung nicht herabfällt oder vor dem Herabfallen geerdet ist.

die Lebensgefahr bei Berührung bildlich (Totenkopf mit zwei gekreuzten Beinen) oder durch eine entsprechende Inschrift anzeigen. Ausserdem sind die Masten in Höhe von etwa 3,5—4,0 m oft mit einem nach unten gerichteten Stachelkranz versehen (vergl. Abb. 420, S. 1116), welche ein Heraufklettern auf den Mast verhindern sollen.

Früher hielt man die Erdung aller Holzmasten ziemlich allgemein für notwendig, und es gibt auch jetzt noch zahlreiche Elektrotechniker, welche die Erdung für ein notwendiges Schutzmittel halten. In Norwegen ist seit 1903 für Hochspannungsleitungen die Erdung aller Holzmasten in der Weise vorgeschrieben, dass in ca. 2,0 m Höhe über dem Erdboden ein Metallband um den Holzmast zu legen ist, welches durch eine Erdleitung mit einer Erdungsplatte in Verbindung steht. Die Erdleitung wird um den im Boden steckenden Teil des Mastes spiralförmig herumgewunden[52]). Auch sollen verschiedene in Amerika ausgeführte Versuche das Resultat ergeben haben, dass eine Erdung von Nutzen sei und einen wirklichen Schutzwert besitze[53]). Ferner ist in der Elektrotechnischen Zeitschrift, 1902, S. 1129, R. Wilkens für die Erdung eingetreten. Es ist aber nicht zu leugnen, dass besonders seit den Mitteilungen des inzwischen verstorbenen Stadtbaurates Uppenborn aus München auf der Generalversammlung des Verbandes deutscher Elektrotechniker in Würzburg im Jahre 1901[54]), welche sich auf eine grössere Reihe von Versuchen stützten und den Schutzwert der Erdung in Zweifel stellten, man neuerdings doch wohl in der Mehrzahl der Fälle sowohl in Deutschland als auch in Frankreich, Italien, Schweiz und Österreich von der Erdung absieht.

Jedenfalls ist es bemerkenswert, dass die ab 1. I. 1908 gültigen Sicherheitsvorschriften in § 22 ad g nur die Erdung von eisernen Masten bei Hochspannungsleitungen mit über 1000 Volt vorschreiben. Nachdem Tausende von km Hochspannungsleitungen mit nicht geerdeten Holzmasten jahrelang im Betriebe sind, ohne dass sich irgendwie beunruhigende Gefahren für die Passanten ergeben haben, wird man sich schliesslich bei der Ausführung mehr an diese praktischen Erfahrungen als an theoretische Erörterungen halten.

Es ist auch wohl unzweifelhaft, dass beispielsweise die Gefahren, welche theoretisch durch etwaiges Herunterfallen von Strassenbahnfahrdrähten in belebten städtischen Strassen entstehen könnten, ungleich grösser sind als die, welche durch Berührung von Masten einer Hochspannungsleitung denkbar wären. Die vieljährige Erfahrung hat aber beim Strassenbahnbetriebe gezeigt, dass die Gefährdung von Menschen durch herabfallende Fahrdrähte so verschwindend selten erfolgt ist, dass man von erschwerenden Sicherheitsvorschriften abgesehen hat.

Bei einer defektlosen Hochspannungsleitung ist die Berührung eines Holzmastes unter allen Umständen ganz gefahrlos. Der Widerstand eines trocknen Holzmastes beträgt etwa 30000 Ohm pro lfm. (vergl. Elektr. Zeitschr. 1905, S. 489). Es wird also auf alle Fälle nur eine geringe Strommenge durch den Mast zur Erde gelangen können, selbst wenn ein mit Hochspannung versehener Leitungsdraht auf einen eisernen Querarm herunterfällt. Aber es ist zuzugeben, dass, wenn in dem gedachten Falle der Mast durch Regen durchfeuchtet ist und alsdann ein Mensch den Mast berührt, er unter Umständen einen immerhin gefährlichen elektrischen Schlag erhalten kann. Indessen ist zu

---

[52]) Mitteilungen von Norberg-Schulz, Christiania; Elektr. Zeitschr. 1905. S. 489.

[53]) Vergl. die Mitteilungen der Ingenieure S. B. Storer, H. O. Rockwell und R. E. Danforth über Versuche auf der Strecke in Utica (New-York) der Utica and Mohawk Valley Railway Co, im Street Railway Journal vom 22. Sept. 1904. Elektrotech. Zeitschr. 1905. S 239.

[54]) Elektrotechn. Zeitschr 1901. S. 370.

bedenken, dass der Fall eines Isolatorbruches an sich bei einem gut montierten Leitungsnetz selten vorkommen wird und dass, wenn er tatsächlich vorkommt, es doch immer noch sehr unwahrscheinlich ist, dass ein Mensch einen solchen Mast gerade trotz der Warnung berührt, wie die vieljährigen Erfahrungen beweisen. Ein derartiger Defekt wird aber in dem Krafthause sehr bald durch die Störungen in den Instrumenten am Schaltbrett entdeckt. Er kann auch dem Wärter, welcher die Leitung zu besichtigen hat, nicht entgehen. Der Zweck der Erdung soll sein, dass durch die Erdleitung, wenn ein Leitungsdraht vom Isolator herunterfällt und das Gestänge berührt, ein so starker Stromübergang durch die Erdleitung stattfindet, dass die Schmelzsicherungen in dem Krafthause oder auf der Strecke augenblicklich durchschmelzen, bezw. dass die selbstwirkenden Ausschalter sofort herausspringen und die Strecke stromlos machen. Wenn aber die Erdung unvollkommen ist, so kann durch die Erdleitung auf längere Zeit ein Stromübergang stattfinden, ohne dass die Schmelzsicherungen und Selbstschalter in Funktion treten und alsdann wird die Gefahr bei zufälliger Berührung des Mastes erhöht.

Die Erdplatten bestehen meistens entweder aus 2 mm dickem Kupferblech oder aus 3 mm dickem, verzinnten Eisenblech, oder aus einem Drahtnetz mit 3,5 mm Kupferdraht und etwa 8 cm Maschenweite, oder aus einem Drahtnetz aus verzinktem Eisendraht. Die einseitige Fläche einer Erdungsplatte beträgt 1,0 bis 1,5 qm. Zum Ersatz der Erdplatten wird auch häufiger der Erdleitungsdraht zu einem Ringe von 5—6 Spulen übereinander aufgerollt und in die Erde gelegt. Man kann nur dann sicher sein, einen wirklich guten Erdschluss zu haben, wenn die Erdplatte im Grundwasser oder fliessendem Wasser liegt. Wo man dauernd feuchte Schichten des Erdreiches nicht erreichen kann, ist statt der Erdplatten ein ausgebreitetes Netz von Draht oder Gitterwerk zu verwenden, auch kann unter Umständen die Eindeckung solcher Netze mit festgestampften Koks den Übergangswiderstand, der nicht mehr als 20—30 Ohm betragen sollte, heruntersetzen. Eine gute Erdung ist daher an gewissen Stellen, wie z. B. bei trocknen oder felsigen Bodenarten nur mit grossen Unkosten zu erzielen, und es ist besonders in solchen Fällen wohl sicher das ratsamste, auf die Erdung überhaupt zu verzichten.

Da eiserne Maste als gute Leiter ohnehin Erdschluss haben — wenn sie in Beton stehen etwas weniger, wenn sie in blosser Erde stehen etwas mehr —, so sind eiserne Maste entweder mit Erdplatten oder wenn erforderlich durch eine parallel zur Stromleitung verlegte geerdete Leitung zu versehen. Die Kosten für Erdplatten fallen deshalb nicht so sehr ins Gewicht, weil die Durchschnittsspannweite immerhin 70,0 bis 100,0 m beträgt, die Zahl der Masten also in der Regel weniger als halb so gross ist, als sie bei Verwendung von Holzmasten sein würde.

Wo die Erdung von eisernen Masten nicht mit genügender Sicherheit erreichbar ist, müssen dieselben mit einer Schutzhülle aus Holz oder Beton bis zur Höhe von 2,0 m über dem Erdboden umgeben werden. Dass Spanndrähte und Ankerdrähte, mit welchen Holz- oder Eisenmasten armiert werden, in Höhe von mindestens 3,0 m vom Erdboden durch Abspannisolatoren zu isolieren sind, wurde bereits S. 1106 erwähnt.

Über die Zweckmässigkeit der Erdung von Fangbügeln bei Holzmasten sind die Ansichten auch noch geteilt. Ist bei Schutznetzen eine gute Erdung nicht zu erzielen, so müssen die Schutzdrähte jedenfalls durch Abspannisolatoren vom Gestänge isoliert werden. Bei eisernem Gestänge werden die Schutznetze in der Regel geerdet.

10. Die Blitzschutz- und Überspannungsvorrichtungen [55]) (vergl. auch Kap. III,

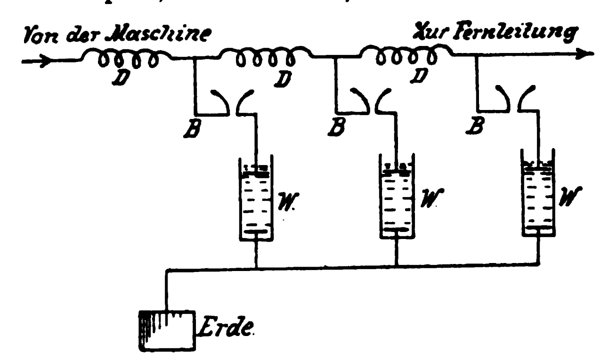
[55]) Vergl. Dr. A. v. Waltenhofen, Über Blitzableiter. 1890. Dr. G. Benischke, Die Schutzvorrichtungen der Starkstromtechnik gegen atmosphärische Entladungen. Neesen, Die Sicherungen

§ 6 B, S. 1060 u. 1062). Die Blitzschutz- und Überspannungssicherungen haben den Zweck, atmosphärische Entladungen und Überspannungen, welche während des Betriebes in den Leitungen entstehen, möglichst unschädlich zur Erde abzuleiten. Einen absolut sicheren Schutz gegen direkte Blitzschläge gibt es zurzeit noch nicht, und es kann trotz Blitzableiter vorkommen, dass durch einen Blitzschlag die Isolatoren zerstört und ein Holzmast oder hölzerne Querarme in Brand gesetzt werden. Letztere Erscheinungen gehören aber zu den Seltenheiten, trotz der vielen Tausende von km Hochspannungsleitungen, welche bereits vorhanden sind.

Da die atmosphärischen Entladungen und die sogenannten Überspannungen mit sehr hoher Erregung oszillatorischer Natur sind, so erzeugen sie eine starke Selbstinduktion. Es müssen deshalb alle Leitungen zur Abführung solcher Entladungen möglichst geradlinig, kurz und frei von Schärfen und Krümmungen, d. h. induktionsfrei sein. Andererseits führt die genannte Eigenschaft der Überspannungen dazu, vor die zu schützenden Apparate, wie Maschinen und Transformatoren, **Drosselspulen** einzuschalten. Am einfachsten wird eine solche Induktionsspirale dadurch gebildet, dass man die Leitung in der Nähe des zu schützenden Apparates zu einer Spule von etwa 8—12 Windungen mit einem Durchmesser von etwa 100 mm und einem Abstand von etwa 10 mm aufwickelt und die einzelnen Doppelwindungen noch durch isolierende Platten voneinander trennt, um das Überspringen von Funken zu verhindern.

Abb. 445. Schema einer Blitzschutz- und Überspannungs-Sicherung.

D = Drosselpulen, B = Blitzableiter, W = Wasserwiderstände.



Damit bei der Entladung der Betriebsstrom nicht zur Erde folgen kann, werden in die Erdleitung induktionsfreie, sogenannte **Dämpfungswiderstände** eingeschaltet, welche für den Betriebsstrom ein Hindernis bilden. Solche Dämpfungswiderstände bestehen entweder aus Kohlenstäben oder aus mit Wasser oder Öl gefüllten Röhren oder Schalen. Ausserdem sind Vorrichtungen zu treffen, welche den bei der Entladung sich bildenden Funken baldmöglichst zum Verlöschen bringen. Die Erdplatten, in welchen die Ableitungen der Blitzableiter enden, sind ebenso wie die bereits im Abschnitt 9, S. 1135 erwähnten gebaut, nur müssen sie grössere Flächen haben. Die Verbindung der Erdleitungen mit der Erdplatte erfolgt am besten durch Vernietung oder Verschraubung, welche dann noch durch eine Verlötung unterstützt werden kann. Man muss aber dafür sorgen, dass die Verbindungsstellen durch Asphaltlack oder Diamantfarbe gegen Oxydation geschützt sind.

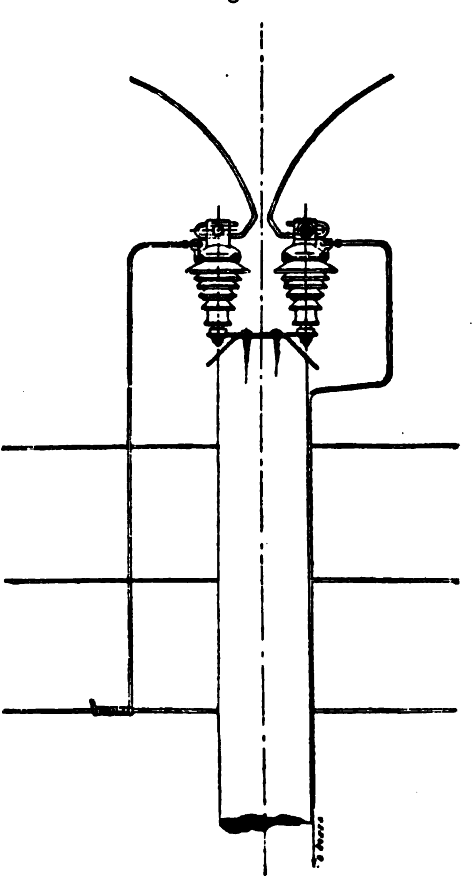
Zur grösseren Sicherheit werden oft für jeden Draht mehrere Blitzableiter parallel geschaltet, damit, wenn einer nicht funktioniert, die Entladung immer noch durch die folgenden abgeführt werden kann. Ein einfaches Schema einer Blitzschutz-

von Schwach- und Starkstromanlagen gegen die Gefahren der atmosphärischen Elektrizität. Braunschweig. 1899. Elektr. Zeitschr. 1896. S. 511; 1897. S. 328; 1901. S. 569, 601; 1902. S. 456 u. 1019; 1903. S. 351. Dr. C. L. Weber, Die Erläuterungen zu den Sicherheitsvorschriften etc. 7. Aufl. O. Otto und E. Stechern, „Der praktische Leitungsbau“ in „Das Porzellan als Isolier- und Konstruktions-Material in der Elektrotechnik“ herausgegeben von R. M. Friese 1904.

und Überspannungssicherung zeigt Abb. 445. Die denkbar einfachste Art für die Anbringung eines Hörnerblitzableiters im Freien zeigt Abb. 446.

Die Weite der zwischen den beiden Hörnern befindlichen Funkenstrecke ist abhängig von der Spannung und so zu wählen, dass sie von der Betriebsspannung nicht übersprungen werden kann. Man macht die Funkenstrecke der Blitzableiter meistens regulierbar. Die höher gespannte atmosphärische Elektrizität überwindet den Voltwiderstand der Funkenstrecke und der entstehende Flammenbogen wird durch den Luftstrom nach oben getrieben und muss abreissen, da die Entfernung der Hörner nach oben schnell zunimmt. Der Betriebsstrom würde sofort der atmospärischen Entladung folgen und es würde ein Kurzschluss entstehen, wenn nicht die in die Erdleitung eingeschalteten Dämpfungswiderstände den Durchgang des Betriebsstromes verhinderten. Um das Verlöschen des Funkens zu beschleunigen, wird vielfach nach dem Vorschlage von Dr. Gustav Benischke ein magnetisches Feld in Form eines spulenumwickelten Eisens unter dem Hörnerblitzableiter angeordnet, welches den Funken schnell ausbläst. Die Funkenstrecke macht man niemals unter 2 mm, weil sie sonst zu leicht durch Insekten oder Ansammlung von Staub überbrückt wird. Im übrigen gilt als grobe Regel, dass man pro 1000 Volt 1 mm Abstand der Hörner rechnet, sodass bei 10000 Volt der Abstand 10 mm betragen würde.

Abb. 446. Hörnerblitzableiter der Anlage Morbegno.



Da bei Blitzableitern im Freien die Bildung von Brücken zwischen den Hörnern durch Staub, Regen, wässerigen Schnee oder Gespinste von Insekten immer zu fürchten ist, sucht man, wenn irgend angängig, solche Blitz- und Überspannungsschutzvorrichtungen unter Dach aufzustellen. Namentlich bei Aufstellung im Freien macht man die Luftentfernung zwischen den Hörnern, bei Spannungen unter 10000 Volt, gerne grösser als sie nach obiger Regel sein müsste und fügt, um ihre Empfindlichkeit nicht zu beeinträchtigen, sogenannte Relais[56]) hinzu.

Zu den Überspannungssicherungen, welche neuerdings in keiner Hochspannungsanlage fehlen, gehören die sogenannten Wasserstrahlerder. Fast stets werden solche

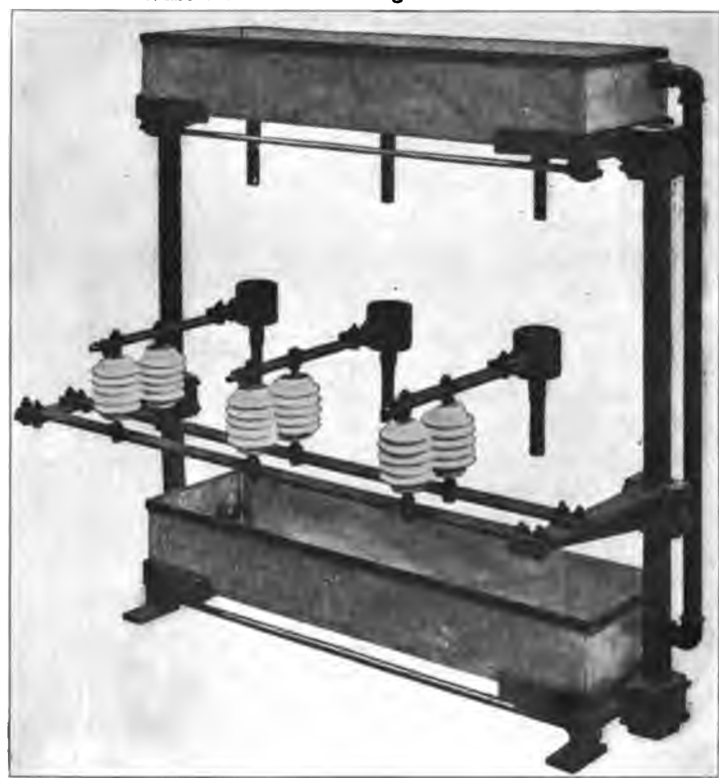
[56]) In der Elektr. Zeitschr. 1905. S. 486 gibt der Konstrukteur eines solchen Relais, wie es z. B. von den Siemens-Schuckertwerken, Berlin, zur Ausführung gebracht wird, Alberto Dina, eine genaue Beschreibung mit Schaltungsschema und bildlichen Darstellungen. Es heisst daselbst u. a.:

„Um die Vergrösserung der Schlagweite eines Blitzableiters bei niedrigen Spannngen zu ermöglichen, ohne dass Hilfselektroden in seiner Nähe oder Zwischenelektroden angewendet werden, ist eine Anordnung getroffen, durch welche eine Spannung an den Elektroden des Blitzableiters erzeugt wird, welche unabhängig von der Natur der Überspannungen noch höher ist als die, bei welcher der Blitzableiter arbeiten soll. Die Anordnung ist dabei natürlich so getroffen, dass die höhere Spannung nur an den Hörnern entsteht und für die Anlage ganz unschädlich ist.“

Apparate in oder ganz nahe beim Krafthause aufgestellt. Abb. 399, S. 1063, welche untenstehend wiederholt ist, zeigt einen solchen Apparat der Anlage La Dernier-Vallorbe.

In den oberen Kasten wird durch eine Rohrleitung Wasser eingeführt, welches aus drei Düsen in drei metallene Näpfe fliesst. Letztere sind durch Isolatoren von dem geerdeten Wasserkasten getrennt, aber leitend mit den drei Phasen der Drehstrom-Hochspannungsleitung verbunden. Der Widerstand der Wasserstrahlen kann dadurch regulierbar gemacht werden, dass man die Düsen teleskopisch ausziehbar macht.

Wasserstrahler der Anlage La Dernier-Vallorbe.



Solche und ähnliche Apparate werden im Nebenschluss in die Leitung eingeschaltet.

Ein ganz ähnlicher wie der hier erwähnte Apparat ist z. B. auch bei der Anlage Morbegno verwendet und vor dem Maschinenhause im Freien aufgestellt. Die Betriebsspannung der Fernleitung beträgt dort 20000 Volt. Die Wasserstrahlen haben 15 mm Durchmesser und man hat durch Messungen festgestellt, dass die drei Strahlen nur ganz geringe Strommengen des Betriebsstromes durchlassen. Der Verbrauch an Wasser beträgt für alle drei Strahlen daselbst etwa 2,5 Liter pro Sekunde (S. 395).

Zur Abführung atmosphärischer Entladungen hat man bei einigen Anlagen über den Hochspannungsdrähten Blitzschutzdrähte aus Eisen oder Stahl gespannt und diese streckenweise mit der Erde in gut leitende Verbindung gebracht.

So ist z. B. bei der erst 1906 in Betrieb gesetzten Fernleitung der Toronto and Niagara Power Company auf einer längeren Strecke ein Stahlkabel über der Hochspannungsleitung gespannt. Diese Art von Blitzschutzdrähten oder Kabel machen aber auf keinen Fall die Anbringung von Blitzableitern unnötig und man findet sie deshalb verhältnismässig nur selten.

Ausser den Hörnerblitzableitern[57]), welche sowohl für Gleichstrom, als auch für Wechselstrom verwendbar sind, kommen bei Wechselstrom u. a. die Rollenblitzableiter noch vielfach zur Verwendung, obwohl ihr Wert bezweifelt wird.

Zu letztgenannten Apparaten gehören unter anderem die häufig verwendeten Wurtzschen Rollenblitzableiter Sie bestehen aus Platten oder Rollen aus Zink und Zinklegierungen, welche in geringer gegenseitiger Entfernung angebracht werden und die Eigenschaft haben, den Lichtbogen zu unterdrücken.

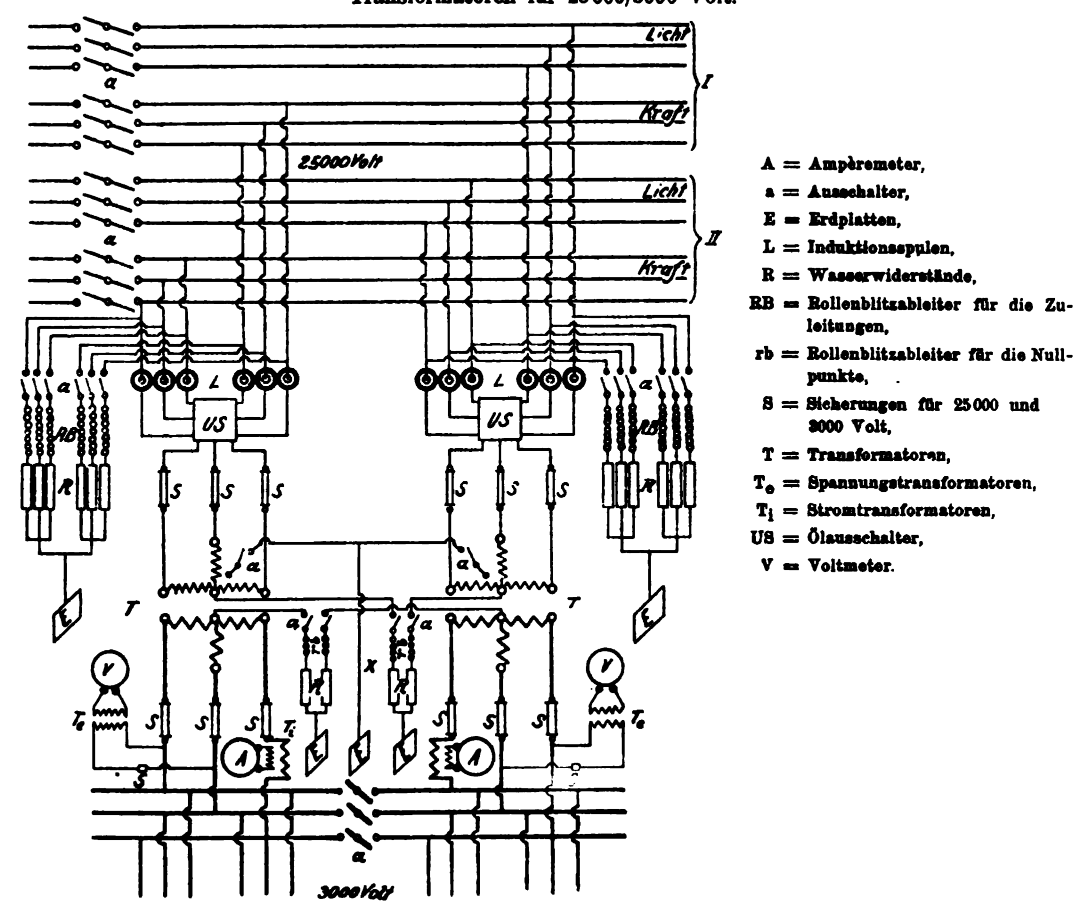
---

[57]) Die Hörnerblitzableiter sind zuerst von Siemens & Halske in Berlin vorgeschlagen und in den Handel gebracht (vergl. die Abb. 397, S. 1061).

Die Rollen haben meistens einen Durchmesser von 50 mm und werden in einem gegenseitigen Abstande von 1,0 bis 1,5 mm montiert. Die gesamte Funkenstrecke, d. h. die Summe der Zwischenräume zwischen den Rollen muss so gross sein, dass auf je einen Zwischenraum etwa 2—300 Volt entfallen.

Abb. 447 zeigt ein Schema für eine durch Rollenblitzableiter gesicherte Transformatorenstelle mit zwei Transformatoren für 25 000/3000 Volt, von denen der eine ausschliesslich für Kraft, der andere für Licht bestimmt ist[58]).

Abb. 447. Schaltungsschema einer durch Rollenblitzableiter gesicherten Transformatorenstelle mit zwei Transformatoren für 25 000/3000 Volt.



Für Wechselstromanlagen werden mitunter auch Hörnerblitzableiter und Wurtzsche Rollenblitzableiter hintereinander geschaltet. Abb. 448 zeigt das Schaltungsschema für eine durch Hörner- und Rollenblitzableiter gesicherte Transformatorenstelle für 20 000/3000 Volt der Anlage Morbegno (S. 395).

Über die Zahl der in eine Hochspannungsleitung einzuschaltenden Blitz- und Überspannungs-Schutzvorrichtungen gehen die Ansichten noch auseinander. Meistens sind dieselben nur in dem Krafthause, in den Transformatorenstellen, zum Schutze von Streckenausschaltern und, sofern auch das Verteilungsnetz oberirdisch verlegt ist, vor grösseren Anschlusstellen angebracht.

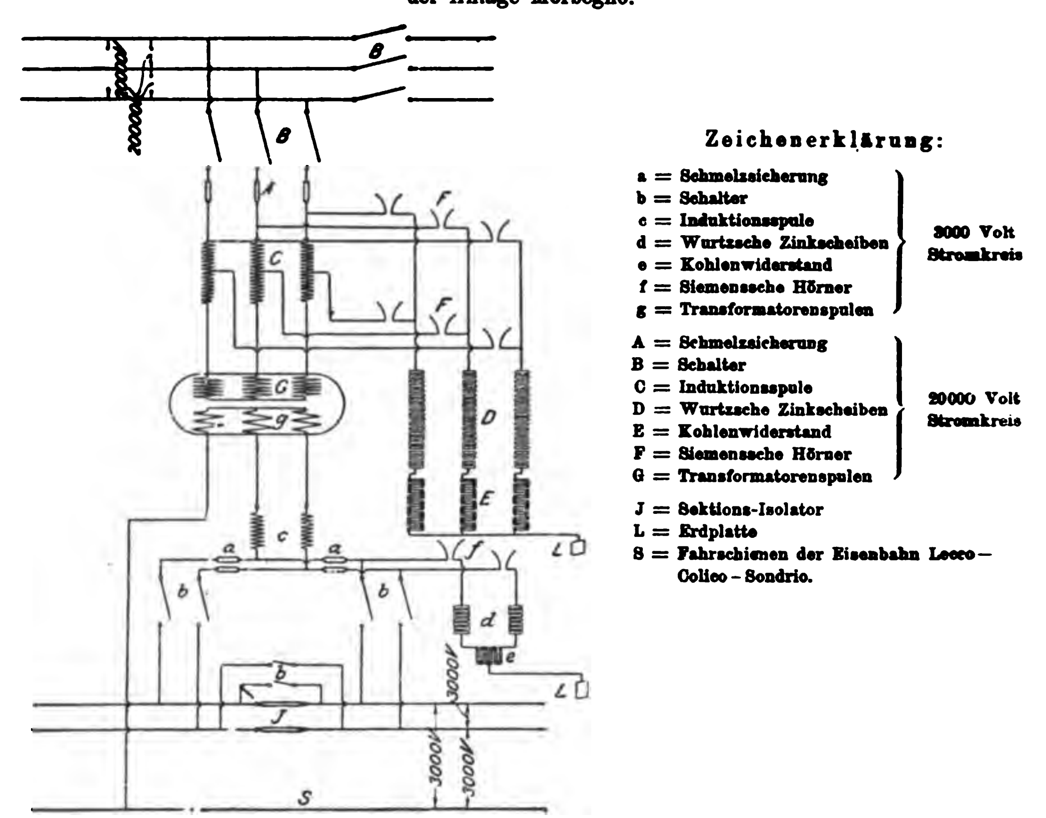
---

[58]) Carl Ferd. Holmboe, Berechnung und Ausführung der Hochspannungsleitungen. Berlin. 1905. S. 83.

Überschreitet eine Hochspannungsleitung einen hohen Bergrücken, so gilt es als ratsam, auf der höchsten Stelle der Leitung Blitzschutzvorrichtungen einzubauen.

Sehr eingehend hat Dr. Gustav Benischke die Frage der Erdleitungswiderstände bei Blitzschutzvorrichtungen und Überspannungssicherungen in einem im Elektrotechnischen Verein Berlin am 28. November 1905 gehaltenem Vortrage (Elektr. Zeitschr., 1906, S. 486 u. ff.) behandelt, auf den hier verwiesen werden mag, da ein näheres

Abb. 448. Schaltungsschema einer Transformatorenstelle mit Transformatoren von 20000/3000 Volt der Anlage Morbegno.



Eingehen auf den sehr verwickelten Gegenstand hier zu weit führen würde. Er weist besonders auf die verschiedenartigen Anforderungen hin, welche an Blitzschutzvorrichtungen und Überspannungssicherungen zu stellen sind und sagt in dieser Beziehung u. a.:

„Aus diesen Überlegungen ergibt sich, dass eine gute Blitzschutzvorrichtung keine gute Spannungssicherung sein kann, weil sie zu unempfindlich ist und ohne erhebliche Verkürzung der Funkenstrecke nicht empfindlicher gemacht werden kann. Andererseits kann eine gute Spannungssicherung keine gute Blitzschutzvorrichtung sein, weil sie zu viel Widerstand in der Erdleitung hat und dieser Widerstand nicht erheblich kleiner gewählt werden kann, wenn man nicht Gefahr laufen will, dass die Funkenstrecke von zu starken Lichtbogen in ihrer Empfindlichkeit beeinträchtigt oder ganz zerstört wird."

Im Laufe der Jahre werden sich wahrscheinlich auch für die einschlägigen Apparate und Anordnungen bestimmte allgemein anerkannte Normen herausbilden. Vorläufig muss aber die Frage noch dem subjektiven Ermessen des leitenden Elektrotechnikers von Fall zu Fall überlassen bleiben.

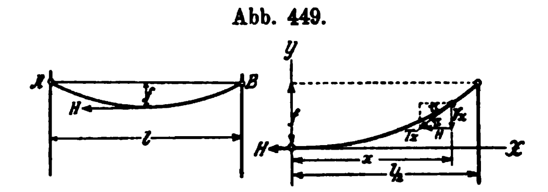
11. Die Festigkeitsberechnung der Drähte und des Gestänges mit einigen Angaben über die Montage der Leitungen. a) Die Festigkeitsberechnung

der **Drähte**. *α*) **Belastung nur durch Eigengewicht.** Ein zwischen zwei Punkten aufgehängtes Seil bildet eine Parabel, deren **Bogenlänge** (Abb. 449) angenähert

$$l_D = l + \frac{8\,f^2}{3\,l} \qquad (1)$$

ist. Gleichung (1) kann zur Berechnung der erforderlichen Drahtlänge benützt werden.
Es sollen bezeichnen:
l die Spannweite in mm,
g die Belastung pro mm Spannweite in kg,
γ die Belastung pro mm Spannweite und 1 qmm Draht-Querschnitt in kg,
t die Temperatur in Celsiusgraden,
$\alpha = \frac{1}{E}$ den Elastizitätsbeiwert = dem umgekehrten Wert des Elastizitätsmoduls des Drahtmaterials,

Abb. 449.



f die Pfeilhöhe oder der **Durchhang** in mm,
H die Horizontalspannung in kg,
ϑ die Wärmedehnungszahl des Drahtmaterials bei 1° Temperaturerhöhung,
k_z die Beanspruchung des Materials auf Zug in kg pro qmm, dann ist

$$f \cdot H \cdot = \frac{g\,l^2}{8}; \text{ also } f = \frac{g\,l^2}{8\,H} \text{ und } H = \frac{g\,l^2}{8\,f}. \qquad (2)$$

Durch Division des Zählers und Nenners mit dem Querschnitt des Drahtes ergibt sich der Durchhang:

$$f = \frac{\gamma\,l^2}{8\,k_z} \qquad (3)$$

oder wenn f in cm, l in m, γ in kg pro mm³ und k_z in kg/qmm ausgedrückt werden,

$$f = \frac{\gamma\,l^2\,10^6}{80\,k_z}. \qquad (3a)$$

Hierbei ist die Belastung der Längeneinheit gleich der Belastung der Horizontalprojektion gesetzt, was bei der flachen Krümmung der Drahtbögen zulässig ist.

Gebräuchliche Werte von γ, α und ϑ.

Für die Telegraphen-Bauordnung der deutschen Reichspostverwaltung gelten folgende Zahlenwerte:

	γ Gewicht pro cbm/mm in kg	α Elastischer Dehnungsbeiwert in kg/qmm	ϑ Wärme Ausdehnungszahl
I. Bronzedraht (Festigkeit 50 kg/qmm)	$8{,}9 \cdot 10^{-6}$	$75{,}5 \cdot 10^{-6}$	$16{,}6 \cdot 10^{-6}$
II. Bronzedraht (Festigkeit 76 kg/qmm)	$8{,}65 \cdot 10^{-6}$	$77{,}4 \cdot 10^{-6}$	$16{,}6 \cdot 10^{-6}$
III. Eisendraht (Festigkeit 40 kg/qmm)	$7{,}79 \cdot 10^{-6}$	$52{,}9 \cdot 10^{-6}$	$12{,}3 \cdot 10^{-6}$

Übersicht über Gewichte von Kupferdrähten.
Für die deutschen Verbandsquerschnitte ergäben sich für Leitungskupfer folgende Drahtgewichte:

Querschnitt in qmm	Gewicht auf 1 km Drahtlänge in kg
2,5	22,28
4,0	35,65
6,0	53,48
10,0	89,13
16,0	142,6
25,0	222,8
35,0	311,9
50,0	445,6
70,0	623,9
95,0	846,7
120,0	1069,5
150,0	1336,9
185,0	1649,0
240,0	2139,0
310,0	2763,0
400,0	3565,0
500,0	4456,0
625,0	5570,0
800,0	7130,0
1000,0	8913,0

Nach den Bestimmungen der Telegraphenbauordnung für das deutsche Reich dürfen die Spannungen bei —25° C., wenn nur das Eigengewicht des Drahtes in Rechnung gestellt wird, nicht mehr als 1/4 der Zugfestigkeit des Materials betragen. Danach ergäbe sich

für Kupferbronze I	12,5 kg/qmm	als zulässige Beanspruchung bei —0,25° C.
für Kupferbronze II	17,5 „	
für Eisendraht	10,0 „	

Die neuen deutschen Normalien für Freileitungen schreiben u. a. vor (Elektr. Zeitschr. 1907 S. 825):

I a. Für hartgezogenen Kupferdraht darf keine höhere Beanspruchung als 12 kg/qmm angenommen werden, es sei denn, dass durch Prüfungsbescheinigung die Zulässigkeit einer höheren Beanspruchung nachgewiesen wird. In letzteren Fällen wird eine Beanspruchung bis zur Hälfte der Spannung an der Streckgrenze zugelassen.

Bei Seilen müssen die einzelnen Drähte dieser Bedingung entsprechen.

Hartgezogene Kupferdrähte dürfen durch Lötung nur an solchen Stellen miteinander verbunden werden, die von Zug entlastet sind.

Für Aluminiumdraht ist eine Beanspruchung bis zu 9 kg/qmm zulässig.

b. Den Festigkeitsberechnungen ist das eine Mal eine Temperatur von —20° C. ohne zusätzliche Belastung, das andere Mal eine Temperatur von —5° C., und eine Belastung durch Eis zugrunde zu legen. Das Gewicht des Eises ist hierbei gleich 0,015 . q kg pro Meter einzusetzen, wobei q den Querschnitt der Leitung in Quadratmillimeter bedeutet. In keinem dieser Fälle darf die Beanspruchung des Leitungsmaterials die oben festgesetzte Höchstbeanspruchung überschreiten.

Wie die Zahlentafel S. 1147 zeigt, ist die Beanspruchung mit 12,5 kg bei —25° derjenigen von 12 kg bei —20° nahezu gleichwertig.

Wird mit l_0 die Drahtlänge bei der niedrigsten Temperatur t_0 (—25°) bezeichnet, so ist die Länge bei einer beliebigen höheren Temperatur t:

$$l = l_0 + l_0 \cdot \vartheta \cdot (t - t_0) - (k_{z_0} - k_z) \cdot \alpha \cdot l_0. \qquad (4)$$

Das letzte Glied in Gleichung 4 drückt die elastische Zusammenziehung aus. Da die Spannung k_{z_0} grösser ist als die Spannung k_z bei der Temperatur t, so tritt infolge Verringerung der Spannung eine kleine Verkürzung ein.

Wenn man nun in das zweite und dritte Glied der rechten Seite von (4) die Spannweite l für l_0 einsetzt, weil sich die beiden Längen nur um einen sehr kleinen Wert unterscheiden, so wird unter weiterer Einsetzung der Werte nach Gleichung (1)

$$l + \frac{8\,f^2}{3\,l} = l + \frac{8\,f_0^2}{3\,l} + (t - t_0)\,.\,\vartheta\,.\,l - (k_{z_0} - k_z)\,\alpha\,.\,l$$

und ferner nach Einsetzung des Wertes für f und f_0 nach (3)

$$\frac{\gamma^2\,l^2}{24\,k_z^2} - \frac{\gamma^2\,l^2}{24\,k_{z_0}^2} = (t - t_0)\,\vartheta + (k_{z_0} - k_z)\,.\,\alpha \qquad (5)$$

Diese Gleichung besteht aus der Differenz zweier Gleichungen von der Form

$$\frac{\gamma^2\,l^2}{24\,k_z^2} = t\,\vartheta + k_z\,.\,\alpha$$

oder

$$\frac{\gamma^2\,l^2}{24\,k_z^2\,\vartheta} - \frac{k_z\,\alpha}{\vartheta} = t. \qquad (6)$$

Gleichung (6) zeigt, dass für jede Spannung sich die Beziehungen zwischen der Temperatur t und der Spannweite l durch Parabeln darstellen lassen, deren Scheitel um den Wert $\frac{k_z\,.\,\alpha}{\vartheta}$ gegeneinander verschoben sind.

Die eine Schar der Schaulinien der Abb. 450 sind die Spannungskurven für Kupferbronze I. Führt man die in der obigen Zahlentafel gegebenen Zahlenwerte für γ, ϑ und α ein, so wird, wenn man l in m und k_z in kg/qmm ausdrückt:

$$\left.\begin{array}{lll} \text{nach Gleichung 6 für Bronze} & \text{I} & t \cong 0{,}2\;\;.\,\frac{l^2}{k_z^2} - 4{,}55\;k_z \\ \text{für Bronze} & \text{II} & t \cong 0{,}188\,.\,\frac{l^2}{k_z^2} - 4{,}66\;k_z \\ \text{für Eisendraht} & \text{III} & t \cong 0{,}207\,.\,\frac{l^2}{k_z^2} - 4{,}30\;k_z \end{array}\right\} \qquad (7)$$

Das erste Glied bildet mit t die Gleichung der Parabel. Das zweite Glied gibt die Verschiebung des Scheitels der Parabel an.

In der nachstehenden Zahlentafel sind für eine Reihe von Werten für k_z und l die entsprechenden Werte für t und zwar für Draht I mit 50 kg/qmm Festigkeit zusammengestellt, nach denen die eine Parabelschar der Spannungskurven (Abb. 450) aufgetragen werden konnte[59]).

Werte von t für Kupfer- oder Bronzedraht von 50 kg/qmm Festigkeit.

Wenn l in m gleich	und wenn k_z gleich											
	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0	26,0
	kg/qmm ist, so wird t in ° C. abgerundet.											
0	— 18,2	— 27,8	— 36,4	— 45,5	— 54,6	— 63,7	— 72,8	— 81,9	— 91,0	— 100,0	— 109,2	— 118,8
50	— 13,0	— 18,4	— 28,6	— 40,5	— 51,1	— 61,1	— 70,8	— 80,4	— 89,7	— 99,0	— 108,3	— 117,6
100	106,8	28,2	— 5,2	— 25,5	— 40,7	— 53,5	— 65,0	— 75,7	— 86,0	— 95,9	— 105,7	— 115,8
150	—	97,7	33,9	— 0,5	— 23,4	— 40,7	— 55,2	— 68,0	— 79,7	— 90,7	— 101,4	— 111,6
200	—	—	88,6	34,5	0,9	— 22,9	— 41,6	— 57,2	— 71,0	— 83,4	— 95,3	— 106,5
250	—	—	—	79,5	32,2	0	— 24,0	— 43,3	— 59,8	— 74,1	— 87,5	— 99,8
300	—	—	—	—	70,4	28,1	— 2,5	— 26,4	— 46,0	— 62,8	— 78,0	— 91,7
500	—	—	—	—	—	—	122,5	72,1	+ 34,0	+ 8,4	— 22,4	— 44,3

[59]) Nach G. Nicolaus, Über den Durchhang von Fernleitungen. Elektrot. Zeitschr. 1907. S. 896 u. ff. G. Nicolaus folgt einer von A. Blondel angegebenen Methode, vergl. Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche. Vol. I. p. 326 u. ff. Grenoble 1902.

Will man nun von einer Grundspannung, z. B. 12,5 kg/qmm bei $-25°$, ausgehen, so kann man von der in Abb. 450 gestrichelt dargestellten Parabellinie aus die Spannung bei jeder anderen Temperatur finden, wenn man auf der Ordinate der entsprechenden Spannweite soviel mm (da der Masstab $1° = 1$ mm gewählt wurde) nach oben oder unten absticht, als die andere Temperatur höher oder niedriger als $-25°$ C. sein soll.

Beispiel: Es soll die Spannung bei 100 m Spannweite und 0° gefunden werden. Man sticht von dem Schnittpunkt der Ordinate für 100 m mit der 12,5 kg Spannungskurve nach oben 25 mm ab und findet als Wert für $k_z \backsim 9{,}3$ kg/qmm oder wenn für die Spannweite von 200 m die Spannung bei $+25°$ C. — natürlich kann an Stelle der Annahme, dass bei $-25°$ C. die Grundspannung 12,5 kg sein soll, auch jede beliebige andere gemacht werden — gefunden werden soll, hätte man von dem betreffenden Schnittpunkt 50 mm auf der Tafel abzustechen und würde $\backsim 9{,}5$ kg/qmm finden. Rechnerisch würden sich die gesuchten Werte aus Gleichung (7 l) ermitteln lassen. (Für $l = 100$ m und $k_z = 12{,}5$ kg qmm ergibt sich $t = -44{,}1°$. Für eine um, wie oben, 25° höhere Temperatur also $t = -19{,}1°$ ergibt sich aus Gleichung (7) $k_z \backsim 9{,}3$ kg/qmm.)

Um nun ferner den Einfluss von Temperatur und Spannung auf den Durchhang darzustellen, ist mit Hilfe von Gleichung (3) eine zweite Kurvenschar gezeichnet, welche für bestimmte Grössen des Durchhangs f auf den verschiedenen Spannungskurven liegende Werte der Spannweite l ergibt.

Setzt man die in der Zahlentafel (S. 1141) gegebenen Werte von γ in die Gleichung (3) ein, so wird für

$$\left.\begin{array}{ll} \text{I Bronze (50 kg/qmm)} & f = 1{,}112 \cdot \frac{l^2}{k_z} \cdot 10^{-6} \\ \text{II Bronze (70 kg/qmm)} & f = 1{,}081 \cdot \frac{l^2}{k_z} \cdot 10^{-6} \\ \text{III Eisen (40 kg/qmm)} & f = 0{,}974 \cdot \frac{l^2}{k_z} \cdot 10^{-6} \end{array}\right\} \begin{array}{c}\text{wenn f und}\\ l \text{ in mm und}\\ k_z \text{ in}\\ \text{kg/qmm}\\ \text{ausgedrückt}\\ \text{werden}\end{array} \quad (8) \quad \left.\begin{array}{l} \text{oder I } f = 0{,}1112 \frac{l^2}{k_z} \\ \text{oder II } f = 0{,}1081 \frac{l^2}{k_z} \\ \text{oder III } f = 0{,}0974 \frac{l^2}{k_z} \end{array}\right\} (8a)$$

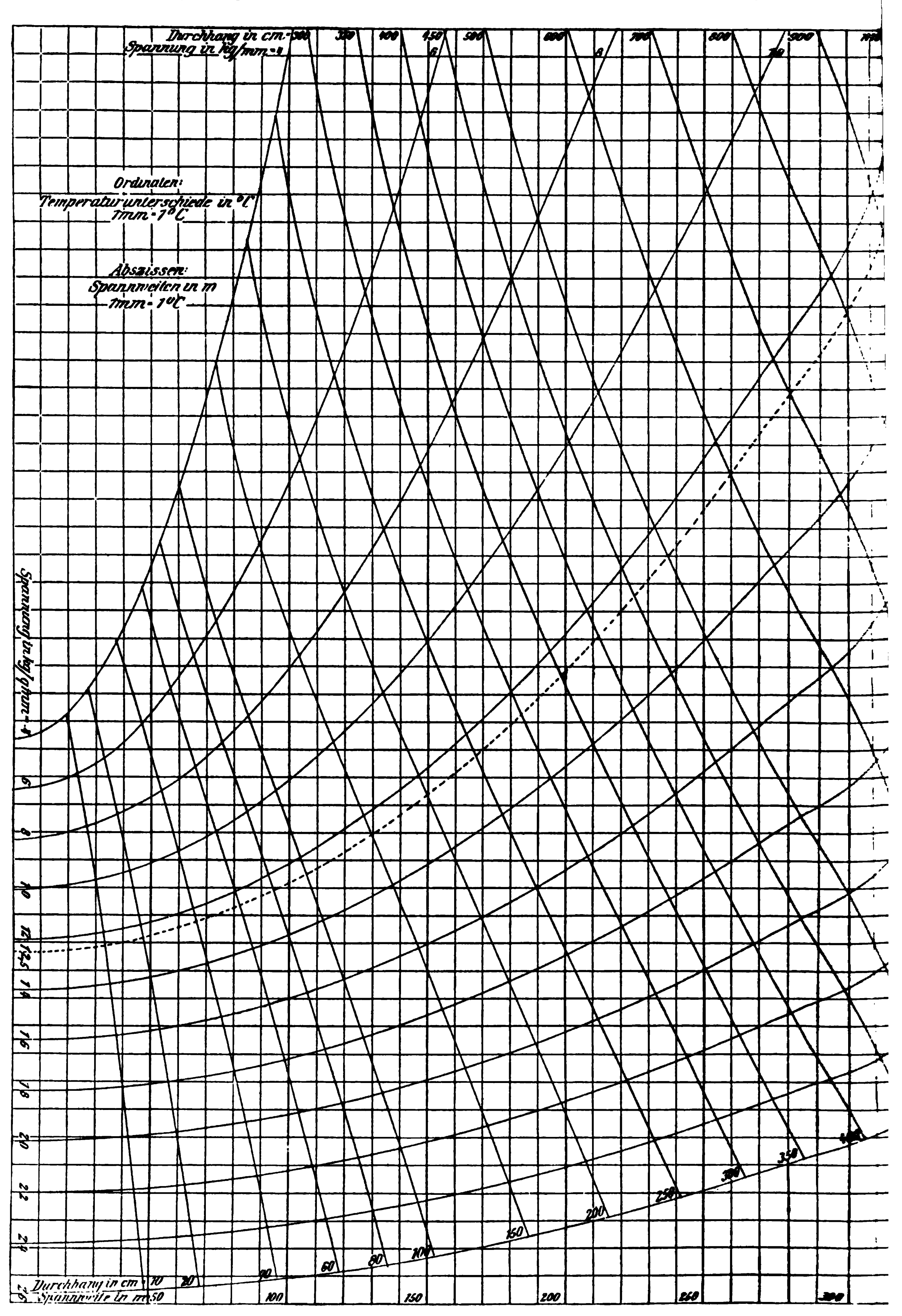
wenn man f in cm, l in m und k_z in kg/qmm ausdrückt. Die Werte von l in m erhält man aus den Gleichungen (8a):

$$\left.\begin{array}{ll} \text{I } l \text{ in m} & = 3{,}00 \sqrt{f \cdot k_z} \\ \text{II } l \;\text{,,}\;\text{,,} & = 3{,}04 \sqrt{f \cdot k_z} \\ \text{III } l \;\text{,,}\;\text{,,} & = 3{,}21 \sqrt{f \cdot k_z} \end{array}\right\} \text{wenn f in cm und } k_z \text{ in kg/qmm ausgedrückt werden} \quad (9)$$

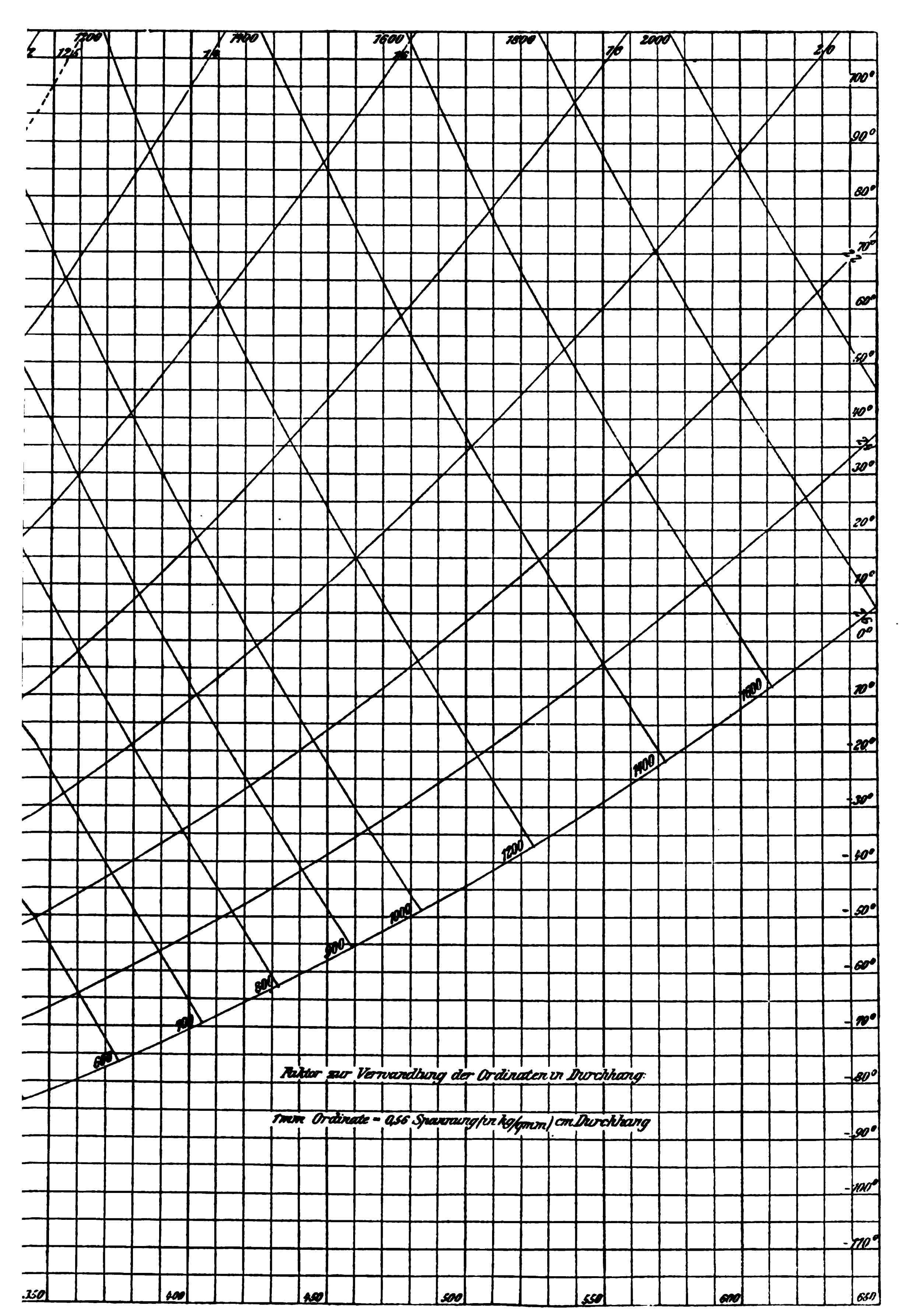
Durch Einsetzung bestimmter Zahlenwerte für k_z und f ergeben sich die in nachstehender Zahlentafel angegebenen Werte für l bei Bronze I, wonach die Durchhangskurven (Abb. 450) gezeichnet wurden. Hat man einmal eine solche Kurventafel mit den zwei Scharen von Spannungs- und Durchhangskurven für ein bestimmtes Material gemacht, so kann man damit alle Rechnungsaufgaben bezüglich der Spannung, des Durchhangs, der Temperatur und Spannweite ohne weitere Rechnung lösen, soweit es sich um die Belastung durch Eigengewicht und Stützpunkte von gleicher Höhe handelt.

Wenn man z. B. eine Spannweite von 100 m mit einem Draht aus Bronze I zu überspannen hat, so findet man, dass für eine Spannung von 12,5 kg/qmm der Durchgang $\backsim 90$ cm sein muss. Soll diese Spannung bei $-25°$ herrschen, so findet man den Durchhang bei $+25°$, indem man vom Schnittpunkt der Spannungskurve mit der Ordinate der Spannweite 50 mm nach oben absticht zu etwa 155 cm und die Spannung $\backsim$ zu 7,2 kg/qmm.

Abb. 450. Spannungs- und Durchhangstafel für Kupferbronzedraht (Festigkeit = 50 kg qmm Gewicht 8,9)



pro mm²; **Wärmeausdehnungs-Beiwert 16,6 . 10⁻⁶;** Elastischer Dehnungs-Beiwert 75,5 . 10⁻⁶ kg qmm.)



Werte für die Spannweite l in m für Kupfer- oder Bronzedraht von 50 kg/qmm Festigkeit.

Wenn der Durchhang f in cm gleich	und wenn k_z gleich											
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
	in kg/qmm ist, so wird die Spannweite l in m											
10	19,0	23,2	26,9	30,0	32,8	35,5	38,0	40,2	42,4	44,5	46,5	48,4
20	26,8	32,8	37,9	42,3	46,3	50,1	53,6	56,8	59,5	62,8	65,7	68,3
40	37,8	46,4	53,6	59,8	65,6	70,8	75,8	80,3	84,7	88,8	92,8	96,6
60	46,5	57,0	65,8	73,5	80,4	86,9	93,0	98,6	103,9	109,1	113,9	118,6
80	53,4	65,4	75,5	84,3	92,3	99,8	106,8	113,2	119,4	125,3	130,8	136,0
100	60,0	73,5	84,9	95,0	104,0	112,2	120,0	127,2	134,2	141,0	147,0	153,0
200	84,8	103,9	120,0	134,0	146,7	158,6	169,6	179,7	189,5	198,8	207,8	216,1
300	101,0	127,4	147,2	161,4	180,0	194,5	208,0	220,6	232,5	214,0	254,9	265,2
400	—	147,0	169,8	189,6	207,7	224,4	240,0	254,3	268,2	281,2	294,0	306,0
500	—	164,3	189,8	212,0	232,1	250,9	268,2	284,2	299,8	314,7	328,6	342,0
600	—	—	208,0	232,2	254,2	274,9	294,0	311,7	328,6	344,8	360,0	374,9
800	—	—	—	268,0	293,5	317,3	339,3	359,6	379,0	398,0	415,5	432,5
1000	—	—	—	—	328,0	354,5	379,0	402,0	424,0	444,6	465,0	484,0
1200	—	—	—	—	—	384,8	411,5	436,0	459,9	482,7	508,5	524,7
1400	—	—	—	—	—	420,0	448,5	476,5	502,0	526,5	550,0	572,6
1600	—	—	—	—	—	—	480,0	508,7	536,0	562,3	587,7	611,8
1800	—	—	—	—	—	—	—	539,3	569,3	597,0	624,0	649,3
2000	—	—	—	—	—	—	—	568,0	598,5	628,0	656,5	683,0

Will man für eine bestimmte konstante Spannung, z. B. 12,5 kg/qmm, die Durchhänge bei verschiedenen Spannweiten ermitteln, so sucht man die Spannungskurve auf und kann dann ablesen für:

die Spannweiten von	30,0	40,0	50,0	100,0	200,0	m
die Durchhänge von	8	14	22	90	360	cm

Soll ein Durchhang konstant bleiben bei verschiedenen Spannweiten, so kann man auf der entsprechenden Durchhangskurve aus ihren Schnittpunkten mit den Ordinaten der Spannweiten und der Spannungskurven direkt die betreffenden Werte ablesen.

Wenn man also z. B. einen konstanten Durchhang von 40 cm wählt, so hat man, wenn die Temperatur dieselbe bleibt:

bei	10,0	12,5	14,0	16,0	18,0	20,0	kg/qmm Spannung
	59,0	67,0	71,0	76,0	81,0	85,0	m Spannweite.

Wie man den Einfluss der Temperatur auf die Spannung ablesen kann, wurde schon oben gesagt. Aber auch der Einfluss der Temperatur auf den Durchhang lässt sich ohne weiteres ablesen.

Ist z. B. bei einer Spannweite von 100 m und einem Bronzedraht I (50 kg/qmm) der Durchhang 90 cm bei −25°,

so wird bei	−20	−15	−10	−5	+0° C	
der Durchhang	95	101	107	113	120	cm,

wie man findet, wenn man von dem Schnittpunkt der 90 cm Durchhangskurve mit der Ordinate für 100 m Spannweite auf letzterer nach oben (Temperaturabnahme) 5, 10, 15, 20 und 25 mm absticht.

Den gesamten Horizontalzug eines Drahtes findet man durch Multiplikation des Drahtquerschnitts q in qmm mit k_z, also $H = q \cdot k_z$.

Die Tangentialspannung ist an einer beliebigen Stelle x des Drahtes (Abb. 449, S. 1141)

$$T_x = H \sqrt{1 + \left(\frac{d_y}{d_x}\right)^2}, \tag{10}$$

und wenn g die Einheitsbelastung bezogen auf die Spannweite bedeutet,

ist
$$\frac{d_y}{d_x} = \frac{g \cdot x}{H} = \frac{8 f \cdot x}{l^2} \tag{11}$$

oder

$$T_x = H \sqrt{1 + \left(\frac{8 f \cdot x}{l^2}\right)^2} \tag{12}$$

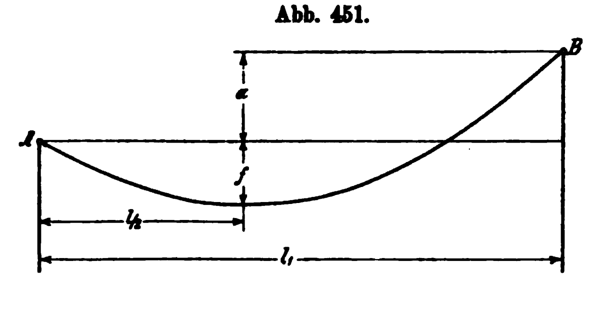
und die grösste Tangentialspannung am Auflager

$$T_{(l/2)} = H \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{4 f}{l}\right)^2} = \frac{g\, l}{2 \sin\varphi},\text{[60]} \tag{13}$$

worin H in kg und f und l in beliebigen aber gleichen Längenmassen auszudrücken sind und φ den ∢ bedeutet, welchen die Tangente der Kettenlinie an der Stütze mit der Wagerechten einschliesst. Bei fast allen Spannweiten und Durchhängen kann man an Stelle der Tangentialspannung die Horizontalspannung setzen, welche ihrerseits für alle Stellen zwischen den Auflagern konstant bleibt, ohne erheblichen Fehler.

Für den Gebrauch zum praktischen Leitungsbau auf der Baustelle eignen sich Tabellen besser als graphische Tafeln, weil auch ungeübte Leute aus ihnen die entsprechenden Zahlen ablesen können. Solche Tabellen, welche meistens von einer Grundspannung, z. B. bei —25°, ausgehen, sind vielfach berechnet und im Gebrauch[61]. Die nachstehenden Zahlentafeln A und B[62]) geben in A die Spannungen in Abhängigkeit von Spannweite und Temperatur, wenn man von einer Grundspannung bei — 25° ausgeht. Die entsprechenden Durchhänge würden sich nach Gleichung (8a) berechnen lassen. In Tafel B) ist die Abhängigkeit des Durchhangs von der Spannweite und Temperatur dargestellt, wenn man ebenfalls bei einer Temperatur von — 25° von einer Grundspannung ausgeht.

Abb. 451.



Nach solchen Zahlentafeln können die Drähte mit Hilfe des Dynamometers unter Berücksichtigung der bei der Arbeit herrschenden Temperatur gespannt werden. Gewöhnlich wird der Durchhang, wo es angeht, in der Mitte der Spannweite mit einer Messlatte abgesteckt oder es wird der Durchhang von den Stützpunkten abgesteckt und der Draht nach der Visierlinie zwischen den beiden abgesteckten Punkten gespannt.

Wenn die Stützpunkte nicht in gleicher Höhe liegen, so lassen sich die Berechnungen auf Grund folgender Überlegungen durchführen (Abb. 451).

---

[60]) Deutsches Bauhandbuch Bd. I. 1879. S. 187 und 267. Theorie der Kettenlinie.

[61]) Herzog, Abhandlung über den Durchhang weicher Kupferdrähte. E. T. Z. 1894. S. 437.

[62]) Robert M. Friese, Das Porzellan als Isolier- und Konstruktionsmaterial in der Elektrotechnik 1904.

Zahlentafel A. Es ist die Horizontalspannung in kg/qmm.

Bei einer Temperatur von ° C.	und bei einer Spannweite in m von								
	30	40	50	60	80	100	120	150	200
	I. Für Leitungen aus Kupfer- oder Bronzedraht mit 50 kg/qmm Festigkeit								
— 25	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
— 20	11,4	11,5	11,5	11,6	11,7	11,7	11,9	12,0	12,1
— 15	10,4	10,5	10,5	10,6	10,9	11,0	11,3	11,5	11,7
— 10	9,5	9,6	9,7	9,8	10,1	10,4	10,7	11,0	11,4
— 5	8,4	8,6	8,8	9,0	9,4	9,8	10,2	10,6	11,1
0	7,4	7,7	8,0	8,2	8,8	9,3	9,7	10,2	10,8
+ 5	6,5	6,9	7,2	7,6	8,2	8,8	9,2	9,8	10,5
+ 10	5,8	6,2	6,6	7,0	7,7	8,3	8,8	9,5	10,2
+ 15	5,0	5,5	6,0	6,4	7,2	7,9	8,5	9,2	10,0
+ 20	4,5	5,0	5,5	6,0	6,8	7,5	8,1	8,9	9,8
+ 25	4,0	4,5	5,0	5,5	6,4	7,2	7,8	8,6	9,5
	II. Für Leitungen aus Kupfer- oder Bronzedraht mit 70 kg/qmm Festigkeit								
— 25	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
— 20	16,4	16,4	16,4	16,5	16,6	16,6	16,6	16,7	16,9
— 15	15,4	15,4	15,4	15,4	15,6	15,7	15,8	16,0	16,2
— 10	14,4	14,4	14,4	14,5	14,7	14,8	15,0	15,2	15,6
— 5	13,4	13,4	13,4	13,5	13,8	13,9	14,2	14,5	15,1
0	12,4	12,4	12,5	12,6	12,9	13,2	13,4	13,9	14,5
+ 5	11,4	11,4	11,5	11,6	12,1	12,4	12,7	13,2	14,0
+ 10	10,3	10,4	10,5	10,8	11,3	11,7	12,1	12,7	13,5
+ 15	9,3	9,5	9,7	9,9	10,5	11,0	11,5	12,1	13,1
+ 20	8,2	8,5	8,8	9,1	9,8	10,8	10,9	11,6	12,7
+ 25	7,4	7,7	8,0	8,4	9,1	9,7	10,3	11,1	12,3
	III. Für Leitungen aus Eisendraht mit 40 kg/qmm Festigkeit								
— 25	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0
— 20	8,9	9,0	9,1	9,2	9,3	9,4	9,5	9,6	9,8
— 15	7,9	8,1	8,3	8,4	8,7	8,9	9,1	9,3	9,5
— 10	6,9	7,2	7,5	7,7	8,1	8,4	8,7	9,0	9,3
— 5	6,0	6,4	6,8	7,1	7,6	8,0	8,3	8,7	9,1
0	5,2	5,7	6,2	6,5	7,1	7,6	8,0	8,5	8,9
+ 5	4,6	5,1	5,6	6,0	6,7	7,2	7,7	8,2	8,8
+ 10	4,0	4,6	5,2	5,6	6,4	6,9	7,4	8,0	8,6
+ 15	3,7	4,2	4,8	5,2	6,0	6,6	7,2	7,8	8,4
+ 20	3,4	3,9	4,4	4,9	5,7	6,3	6,9	7,6	8,3
+ 25	3,1	3,0	4,1	4,6	5,5	6,1	6,7	7,4	8,1

Zahlentafel B. Der Durchhang in cm beträgt.

Bei einer Temperatur von ° C.	und bei einer Spannweite in m von								
	30	40	50	60	80	100	120	150	200
	I. Für Leitungen aus Kupfer- oder Bronzedraht mit 50 kg/qmm Festigkeit								
— 25	8	14	22	32	57	90	128	200	356
— 20	9	16	24	35	61	95	135	209	368
— 15	11	17	26	38	66	101	142	218	379
— 10	13	19	29	41	70	107	150	227	391
— 5	15	21	32	44	76	113	158	236	402
0	16	23	35	48	81	120	166	246	413
+ 5	18	26	38	53	87	127	173	255	424
+ 10	21	29	42	57	92	134	181	264	435
+ 15	23	32	46	62	98	141	190	274	446
+ 20	26	36	51	67	105	148	198	283	457
+ 25	28	40	55	72	111	155	206	292	468
	II. Für Leitungen aus Kupfer- oder Bronzedraht mit 70 kg/qmm Festigkeit								
— 25	6	10	16	22	40	62	89	139	247
— 20	7	11	17	24	42	65	94	145	257
— 15	7	11	18	25	44	69	99	152	267
— 10	8	12	19	27	47	73	104	160	277
— 5	8	13	20	29	50	78	110	168	287
0	9	14	22	31	54	82	116	176	298
+ 5	11	15	24	34	57	87	122	184	309
+ 10	12	17	26	36	61	93	129	192	320
+ 15	13	18	28	39	66	99	136	201	331
+ 20	14	20	31	43	71	105	143	210	342
+ 25	15	23	34	47	76	111	151	219	353
	III. Für Leitungen aus Eisendraht mit 40 kg/qmm Festigkeit								
— 25	9	16	24	35	62	98	140	219	390
— 20	11	17	27	38	67	104	147	228	400
— 15	13	19	30	42	72	110	154	236	409
— 10	14	22	33	46	77	116	161	244	418
— 5	16	24	36	50	82	122	168	252	427
0	18	27	40	54	87	129	175	260	436
+ 5	21	30	43	58	93	135	182	267	445
+ 10	23	34	47	63	98	141	189	275	454
+ 15	25	37	51	67	103	147	196	283	462
+ 20	27	40	55	71	109	154	202	290	471
+ 25	30	44	59	76	114	160	209	298	479

Wenn a und l_1 bekannt sind und für k_z eine Annahme gemacht wird, so muss nach (3) die Gleichung gelten:

$$\frac{4\left(l_1-\frac{l}{2}\right)^2\gamma}{8\,k_z}-a=\frac{\gamma\,l^2}{8\,k_z}$$

$$[4\,l_1^2-4\,l_1\,l+l^2]\frac{\gamma}{8\,k_z}-a=\frac{\gamma\,l^2}{8\,k_z}$$

$$4\,l_1^2-\frac{8\,k_z\,a}{\gamma}=4\,l_1\,l$$

$$l=l_1-\frac{2\,k_z\,a}{\gamma\,l_1}, \qquad (14)$$

wobei l, l_1 u. a. in mm auszudrücken sind.

Sobald l gefunden ist, lassen sich alle anderen Berechnungen nach den früheren Gleichungen lösen. Auch wenn a sehr gross ist, wird man bei der endgültigen Bestimmung des Drahtquerschnitts darauf verzichten können, die nach Gleichung (13) zu berechnende Tangentialspannung anstatt der Horizontalspannung zugrunde zu legen.

Beispiel: Es sei ein Fluss mit 300 m Spannweite mit Bronzedraht I (50 kg/qmm) zu überspannen, und zwar soll die zulässige Beanspruchung 12,5 kg/qmm bei — 25° sein. a sei = 5,0 m.

Es ist $l=300-\frac{2\,.\,12{,}5\,.\,10^6\,.\,5{,}0}{8{,}9\,.\,10^3\,.\,300}\cong 253$ m, also die Spannweite für die um 5 m erhöhte Stütze $2\left(l_1-\frac{l}{2}\right)=2\,(300-126{,}5)=347{,}0$ m.

Es ist nach (8a I) der Durchhang f in cm $\cong\frac{0{,}111\,l^2}{k_z}\cong\frac{0{,}111\,.\,253^2}{12{,}5}\cong 568$ cm, also $f+a\cong 1068$ cm.

Man könnte nun noch unter Annahme kleinerer Zug-Spannungen die entsprechenden Temperaturen nach (7) und nach (8a) die verschiedenen Durchhänge berechnen.

Aber auch aus der Kurventafel Abb. 450 liessen sich nach G. Nicolaus direkt ohne Rechnung die entsprechenden Grössen angenähert finden.

Die Gestalt der für die verschiedenen Spannungskurven gezeichneten Parabeln ist durch das erste Glied der Gleichung (6) $\frac{\gamma^2\,l^2}{24\,k_z^2\,\vartheta}$ bestimmt.

Der Wert von f nach Gleichung (3) ist von diesem Gliede nur durch den Faktor $\frac{\gamma}{3\,k_z\,.\,\vartheta}$ unterschieden. Die Gleichung (6) ist diejenige der Drahtkurve für eine bestimmte Spannung und variable Spannweite. Die Parabeln der Kurventafel Abb. 450 geben daher Bilder der durchhängenden Leitungsdrähte, aus denen die Durchhangsgrössen unmittelbar abgegriffen werden können, wenn man die Ordinaten mit dem konstanten Faktor $\frac{3\,\vartheta}{\gamma}$ und mit der jeweiligen Spannung multipliziert.

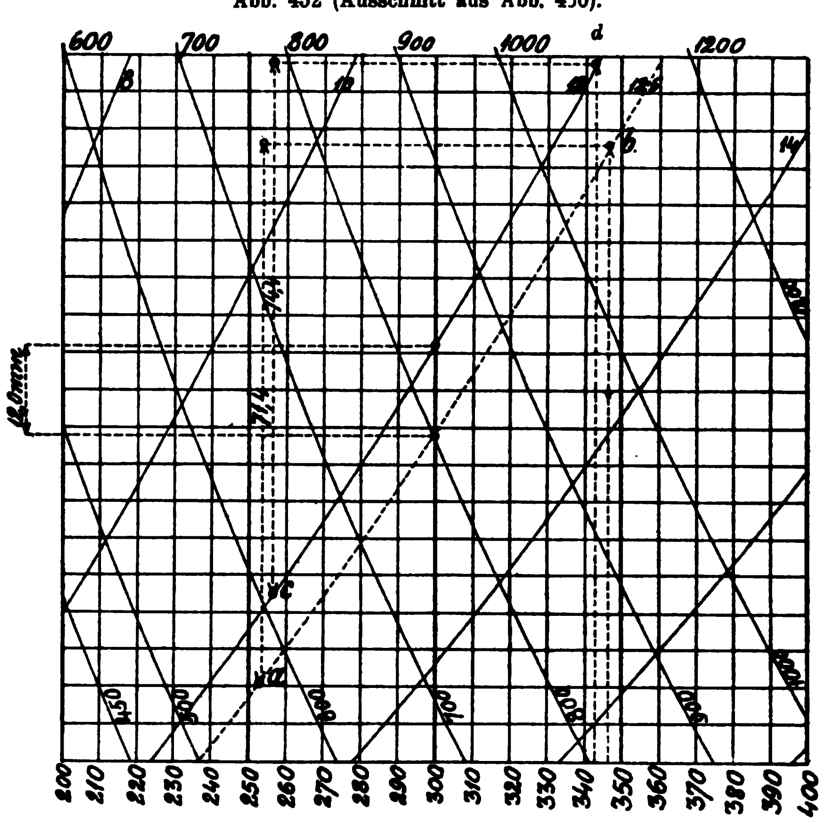
Der Faktor $\frac{3\,\vartheta}{\gamma}$ ist für die verschiedenen Materialien, bei den in der Kurventafel Abb. 450 gewählten Masstäben (f in cm und k_z in kg/qmm):

für Bronze I 0,56, für Bronze II 0,576 und Eisen 0,474.

Multipliziert man daher die in mm abgegriffene Ordinate der Spannungskurven mit dem für das Drahtmaterial berechneten Faktor und mit der Spannung in kg/qmm, so zeigt das Ergebnis den wirklichen Durchhang in cm an. Hiernach kann man den gesuchten Durchhang aus der Zeichnung entnehmen. Soll also z. B. ein Flussübergang von 300 m Stützpunktentfernung mit Bronzedraht I überspannt werden, derart dass ein Stützpunkt um 5 m höher liegt als der andere und dass die Spannung bei — 25° nur ¼ der Festigkeit, d. h. 12,5 kg/qmm beträgt, so würde man als Umrechnungsfaktor 12,5 . 0,56 = 7 haben und ein Stützpunkts- also auch ein Durchhangsunterschied von 500 cm würde auf der Zeichnung $\frac{500}{7}=71{,}4$ mm sein. Wenn man nun zu beiden Seiten der Ordinate für 300 m Spannweite (Abb. 452) in gleichen Abständen Parallelen zieht, deren Schnittpunkte mit der Spannungskurve der Tafel um 71,4 mm in der Höhe auseinanderliegen — man findet ihre Lage durch Versuche, indem man ein Stück Paus-

papier, auf welchem die Parallelen gezeichnet sind, auf dem Kurvenblatt verschiebt, bis man die Stelle gefunden hat — so erkennt man, dass sich die Spannweiten zusammensetzen aus 258 m (Punkt a) und 347 m (Punkt b Abb. 452), und dass der Durchhang unter der niedrigsten Stütze ca. 568 cm, unter der obersten Stütze ca. 1068 cm beträgt. Soll die Spannung z. B. bei — 13° gefunden werden, so hat man für die neue Spannungskurve an dem Schnittpunkt der 300 m Ordinate mit der 12,5 kg Kurve um 12 mm nach oben zu gehen (Abb. 452). Es würde sich als Spannung etwa 12,0 kg/qmm finden. Der Spannung von 12,0 kg/qmm entspricht ein Umrechnungsfaktor für die Ordinaten von $0{,}56 . 12{,}0 = 6{,}72$. Einem Stützpunkts- und Durchhangsunterschied von 500 cm entspricht also $\frac{500}{6{,}72} = 74.4$ mm Ordinatenlänge.

Abb. 452 (Ausschnitt aus Abb. 450).



Dieser Betrag ist auf der Drahtkurve für 12,0 kg/qmm (vergl. Abb. 452) wieder durch zwei in gleichen Abständen von der 300 m Ordinate liegende Parallelen abzuschneiden. Hieraus lassen sich die Spannweiten bei c angenähert zu 256 m und für die um 500 cm höher gelegene Stütze zu 344 m ablesen. Der Durchhang würde ca. 606 cm unter der niedrigen Stütze und 1106 cm unter der höheren Stütze betragen.

β) Belastung durch Wind, Schnee, Eis und Rauhreif. Es ist nun noch der Einfluss der Belastungen, welche durch Wind, Schnee oder Rauhreif entstehen können, zu berücksichtigen. Der Winddruck P_w in kg auf eine zur Bewegungsrichtung des Windes normale Fläche F ist angenähert bestimmt aus $P_w = 0{,}122 . F . v^2$, wenn F den Inhalt der Fläche in qm und v die Geschwindigkeit der Luft in m/sek. bezeichnet. Ist die getroffene Fläche nicht eben, sondern zylindrisch gewölbt, so ist der Winddruck nach D'Aubuisson $P_w = 0{,}085 . F^{1,1} . v^2$. Für eine Windgeschwindigkeit von 20 m (Orkan) ergäbe sich hiernach ein Druck von 34 kg/qm[63]).

[63]) Robert M. Friese, Das Porzellan als Isolier- und Konstruktions-Material in der Elektrotechnik S. 189.

Nach den Sicherheitsvorschriften des Verbandes Deutscher Elektrotechniker ist für die Berechnung des Gestänges ein Winddruck von 125 kg/qm senkrecht getroffener Fläche anzunehmen (vergl. die Bestimmungen der Normalien gültig ab 1. I. 08. S. 1103) und in Frankreich, Italien, Amerika werden zum Teil noch höhere Werte für Winddruck zugrunde gelegt. Mit Rücksicht auf die zylindrische Gestalt der Drähte wird bei der deutschen Reichspost angenommen, dass etwa nur $^2/_3$ des Winddrucks in Rechnung zu stellen sind, d. h. bei 125 kg/qm Winddruck 0,0000833 kg/qmm. A. Blondel[64]) nimmt an, dass mit Rücksicht auf die zylindrische Gestalt der Drähte auf ein **lfm** Draht

$$\text{nur } p = 0{,}001 \, . \, 0{,}57 \, . \, P_w \, . \, d \qquad (15)$$

zur Wirksamkeit kommt, wenn P_w der Winddruck in kg/qm und der Durchmesser des Drahtes d in mm ausgedrückt wird. Dieser wagerechte Winddruck setzt sich mit dem lotrechten Gewicht des Drahtes zu einer Resultierenden r zusammen, deren Grösse $r = \sqrt{(g \, . \, 1000)^2 + (0{,}001 \times 0{,}57 \, . \, P_w \, . \, d)^2}$ beträgt und deren Richtung durch

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{P_w \, . \, 0{,}001 \, . \, 0{,}57 \, . \, d}{1000 \, . \, g}$$

bestimmt ist. Dividiert man durch den Drahtquerschnitt q in qmm, so erhält man die spezifische Belastung pro qmm Querschnitt und lfm Drahtlänge

$$\varrho = \sqrt{(\gamma \, . \, 1000)^2 + \left(\frac{1}{q} \, . \, 0{,}001 \, . \, 0{,}57 \, . \, P_w \, . \, d\right)^2} \text{ in kg.}$$

Für die Berechnung der Spannung H in kg nach der Gleichung (2) würde man also z. B. $r \, . \, 10^{-3}$ statt g zu setzen haben, wenn man im übrigen die S. 1141 angegebenen Einheiten beibehält. Die nachfolgende Zahlentafel gibt die Werte der Drahtbelastuug durch Eigengewicht und Wind allein und durch Eigengewicht, Wind und Glatteis an, wenn man für letzteren Fall folgende zwei Annahmen a und b macht.

Durchmesser des Drahtes d in mm	Querschnitt des Drahtes F in qmm	Winddruck pro lfm Draht bei $P_w = 125$ kg pro qm, also $p = 0{,}001 \, . \, 0{,}57 \, . \, 125 \, . \, d$ in kg	Spezifische Belastung des Drahtes pro lfm/qmm durch Eigengewicht und Wind bei 125 kg/qm Winddruck nach Spalte 3 in kg	Verhältnis von $\frac{\varrho}{\gamma \, . \, 1000}$, d. h. der spez. Gesamtbelastung nach Spalte 4 zur spez. Belastung durch Eigenwicht (0,0089) pro lfm Draht	Spezifische Belastung des Drahtes nach Annahme a pro lfm in kg	Verhältnis von $\frac{\varrho'}{\gamma \, . \, 1000}$ bei Annähme a	Spezifische Belastung des Drahtes nach Annahme b pro lfm in kg	Verhältnis von $\frac{\varrho''}{\gamma \, . \, 1000}$ bei Annahme b
1	2	3	4	5	6*	7	8*	9
2,0	3,1416	0,1425	0 046	5,188	0,021	2,344	0,028	3.131
2,5	4 9087	0,1781	0,037	4,193	0,020	2,226	0,024	2,662
3,0	7,0686	0,2137	0,031	3,538	0,019	2,159	0,021	2,363
3,5	9,6211	0,2494	0,027	3,076	0,019	2,118	0,019	2,172
4,0	12,566	0,2850	0,024	2,785	0,019	2,091	0,018	2,034
4,5	15,904	0,3206	0,022	2,474	0 018	2,072	0,017	1,935
5,0	19,635	0,3562	0,020	2,269	0,018	2,059	0,017	1,859
5,5	23,758	0,3919	0,019	2,104	0,018	2,049	0,016	1,803
6,0	28,274	0,4275	0,018	1,907	0,018	2,041	0,016	1,759
6,5	33,188	0,4631	0,017	1,858	0,018	2,035	0,015	1,722
7,0	38,485	0,4987	0,016	1,765	0,018	2,030	0,015	1,693
7,5	44,179	0,5344	0,015	1,686	0,018	2,026	0,015	1,670
8,0	50,266	0,5700	0,014	1,618	0,018	2,023	0,015	1,650
8,5	56,745	0,6056	0,014	1,560	0,018	2,020	0,015	1,633
9,0	63,617	0,6412	0,013	1,510	0,018	2,018	0,014	1,620

* Nach den neuen deutschen Normalien (S. 1142) soll bei —5° C. nur Eisbelastung ohne Wind mit einer spezifischen Belastung von 0,015 kg angenommen werden.

64) M. A. Blondel, Calcul rapide des conducteurs aériens au moyen d'un abaque unique. Compte rendu du Congrès de la Houille Blanche, Grenoble 1902. Vol. I, S. 335.

Annahme a: Eine Eiskruste, welche das Gewicht des Kupferdrahtes verdoppelt und den Durchmesser verdreifacht und ein Winddruck von 10 kg/qm ebener, lotrecht zur Windrichtung stehender Fläche (0,57 . 10 kg/qm der Drahtfläche). Man nimmt im allgemeinen an, dass das Glatteis bei solcher Windstärke bereits zerbricht.

Annahme b: Eine Eiskruste, welche den Durchmesser verdoppelt, das Gewicht um das 1,5fache vergrössert und dabei ein Winddruck von 30 kg/qm ebener Fläche.

Hiernach lassen sich die Beanspruchungen der Drähte leicht berechnen. Genaue Angaben über die Grösse der Eisbelastungen sind aus der Praxis noch nicht veröffentlicht. Die vorstehende Tabelle zeigt, inwieweit die Ergebnisse der Blondelschen Annahmen von dem durch die neuen deutschen Normalien festgesetzten Höchstwert der Eisbelastung abweichen. Bedeckt sich ein Draht mit einem Eismantel, so wächst sein Durchmesser von d auf D und die spezifische Gewichtsvermehrung auf 1 cm Drahtlänge in kg bezogen auf die Querschnittseinheit des Metalldrahtes in qcm ist $= \frac{D^2 - d^2}{1000\ d^2}$, wenn das spezifische Gewicht des Eises der Einfachheit halber zu 1 angenommen wird. Soll die Gewichtsvermehrung auf 1 lfm Drahtlänge in kg, bezogen auf die Querschnittseinheit in qmm des Metalldrahtes ausgedrückt werden, so bleibt der Ausdruck

$$\frac{D^2 - d^2}{d^2 . 10^3}.$$

Für den Ausdruck $\frac{D^2 - d^2}{d^2 . 10^3}$ ergeben sich die in der nachstehenden Zahlentafel aufgeführten Werte bei den verschiedenen Grössen von D. Nimmt man das Gewicht in kg pro mm^3 für alle drei Drahtsorten einheitlich $= 8{,}5 . 10^{-6}$ an, so ergeben sich für die Vergösserung des Eigengewichtes die in der dritten Zeile der Zahlentafel angegebenen Werte.

Vergrösserung des Drahtgewichtes durch Eislast.

Wenn der Durchmesser D des Eismantels =	2 d	3 d	4 d	5 d	6 d	7 d	8 d	9 d	10 d wir.
so tritt eine spezifische Gewichtsvermehrung auf 1 lfm/qmm = $\frac{D^2 - d^2}{d^2 . 10^3}$ ein um rd.	$3{,}0 . 10^{-3}$	$8{,}0 . 10^{-3}$	$15{,}0 . 10^{-3}$	$24{,}0 . 10^{-3}$	$35{,}0 . 10^{-3}$	$48{,}0 . 10^{-3}$	$63{,}0 . 10^{-3}$	$80{,}0 . 10^{-3}$	$99{,}0 . 10^{-3}$
Die Vergrösserung des spezifischen Eigengewichtes γ erfolgt rd. um das	1,35	1,94	2,76	3,8	5,1	6,7	8,4	10,4	12,7 fache

Da in Gleichung (6) das Eigengewicht γ und die Spannweite l in derselben Potenz vorkommen, so behält die Formel ihre Richtigkeit für Spannungs- und Temperaturveränderungen, wenn an Stelle des veränderten Eigengewichtes die Spannweite im gleichen Verhältnis geändert wird. Also wenn man z. B. einen Bronzedraht I bei einer Spannweite von 80,0 m und einem Durchhang von 80 cm hat, so ist die aus der Kurventafel Abb. 450 abzulesende Spannung 9 kg/qmm. Erfährt dieser Draht eine Zusatzbelastung, die einer Verdoppelung der Eigenlast gleichkommt, so würde man die Wirkung dieser Zusatzbelastung durch Vergrösserung der Spannweite auf das Doppelte, also = 160 m erhalten, d. h. man könnte aus der Tafel die Spannung auf ungefähr 12,4 kg/qmm ablesen. Die Durchhangslinie an dieser Stelle gibt ungefähr 228 cm Durchhang an. Der wirkliche Durchhang würde demnach, da vorher mit 2 multipliziert wurde, die Hälfte

davon, also 114 cm betragen. Würde sich die Temperatur bei der Zusatzbelastung gegenüber der für die erste Belastung, bei welcher nur das Eigengewicht angenommen war, berücksichtigten Temperatur um 15° erniedrigen, so würde die Spannung gefunden werden, indem man auf der Ordinate von 160 m Spannweite 15 mm nach unten abstäche, also etwa zu 14,3 kg/qmm und der Drahtdurchhang würde $\frac{200}{2} = 100$ cm sein. Nach den obigen Angaben kann man nun leicht für alle Fälle die Wirkung von Zusatzbelastungen feststellen und danach die Ergebnisse der ersten Rechnung, welche auf Grund der Annahme einer höchst zulässigen Beanspruchung von $^1/_4$ der Zugfestigkeit bei — 25° bezw. auf Grund der durch die neuen Normalien vorgeschriebenen Annahmen durchzuführen ist, gegebenenfalls korrigieren.

b) Die Montage des Leitungsdrahtes. Bei der Verlegung des Leitungsdrahtes wird derselbe neben den Stangen an derjenigen Seite ausgelegt, von welcher er am leichtesten auf die zugehörigen Isolatoren gebracht werden kann (vergl. Abb. 414, S. 1109). Lässt sich bei Mehrfachgestängen und Querarmen der Draht nicht von aussen auf die Isolatoren heben, so wird er längs des vorwärts oder rückwärts liegenden Gestängeabschnitts abgerollt und von da über die zugehörigen Querarme gezogen. Beim Abrollen des Drahtes ist stets mit dem Ende zu beginnen, welches den Abnahmestempel trägt. Beim Abwickeln darf der Draht weder Knicke noch Schlingen bilden, auch sich nicht um seine Achse drehen und nicht über steinigen Boden geschleift werden. Alle Werkzeuge, mit welchen Bronzedraht angefasst wird, müssen abgerundete Kanten haben. Die Zangen, Feilkloben und Klemmbacken sind mit Bronze zu füttern. Vor dem Aufbringen des Drahtes wird derselbe ausgereckt, um in ihm alle Biegungen und Ecken zu beseitigen und etwaige schadhafte Stellen zu entdecken. Das Ausrecken geschieht mit Hilfe einer Drahtwinde, wobei der Draht in einer sogenannten Froschklemme oder Kniehebelklemme festgehalten wird. Die Anspannung beim Recken darf in der Regel den vierten Teil der Festigkeit nicht überschreiten. Zum Aufbringen des Drahtes auf die Isolatoren benutzt man Stangen, die oben mit einem Haken oder einer Gabel versehen sind. Muss der Draht über das Gestänge hinweggezogen werden, so sind alle scharfkantigen Eisenteile, mit denen er in Berührnng kommen kann, mit Holz oder Packleinewand oder dergleichen zu bekleiden. Die gebräuchlichste Art der Befestigung des Drahtes an den Isolatoren ist das Festbinden mittelst Bindedrahtes. Letzterer muss aus dem gleichen Material wie der Leitungsdraht bestehen, um galvanische Wirkungen zwischen verschiedenen Metallen, welche zur Zerstörung des Leitungs- oder des Bindedrahtes führen könnten, zu verhindern. Auf einer geraden Strecke wird der Leitungsdraht in der bei grösseren Isolatoren auf dem Kopfe vorhandenen Scheitelrille, in Krümmungen und Winkelpunkten, sowie bei Schwachstromleitungen und bei kleineren Isolatoren in der Halsrille festgebunden. Nicht selten wird es allerdings bei Hochspannungsanlagen, wenn der Leitungsdraht nicht zu schwer ist, auch auf geraden Strecken vorgezogen, den Draht in die Halsrille einzubinden und zwar auf der dem Maste zugewendeten Seite, damit der Draht beim Reissen einer Bindestelle nicht frei abfallen kann, sondern nur auf die Isolatorenstütze oder den Querträger fällt. Eisendrahtleitungen werden mit verzinktem Eisendraht von 2 mm Stärke gebunden, Bronzedrahtleitungen mit ausgeglühtem Bronzedraht.

Die Verbindung zweier Drahtenden erfolgt auf verschiedene Weise, und ihre gute Ausführung ist von besonderer Wichtigkeit für die Betriebssicherheit der Anlage. Hier seien nur kurz erwähnt:

α) Die Wickellötstelle. Die beiden Drahtenden werden auf 7,5 cm Länge übereinander gelegt und die Enden im rechten Winkel umgebogen, sodass die bis auf 2 mm abzufeilenden, aufgebogenen Enden (Nocken) entgegengesetzt abstehen. Alsdann wird die Lötstelle mit feinem (1,7 mm) Bindedraht in engliegenden Windungen bewickelt und mit Lötzinn (3 Teile Blei, 2 Teile Zinn) überzogen. Der Wickeldraht muss über die Nocken hinaus noch jeden Draht in 7 bis 8 Windungen umgeben.

β) Die Würgelötstelle. Zur Herstellung derselben werden die Drahtenden mittelst besonders geformter Werkzeuge (des Löt- und Windeeisens) in 6 bis 7 Umwindungen in entgegengesetzter Richtung gewickelt, die Verbindungsstelle durch Überziehen mit flüssigem Lötzinn verlötet und zum Schutze gegen Rosten mit Diamantfarbe überstrichen.

c) Die statische Berechnung des Gestänges. α) Ein einfacher Mast. Wenn V die lotrechte Belastung eines Mastes in kg bedeutet, welche sich aus dem Eigengewicht des Mastes selbst, dem Eigengewicht der an ihm direkt befestigten oder auf ihn entfallenden Isolatoren nebst Haltern und dem auf den Mast entfallenden Anteil an Gewicht der Leitungsdrähte einschliesslich der Reif-, Schnee- oder Eisbelastung, zusammensetzt,

k_d die zulässige Beanspruchung des Mastmaterials auf Druck in kg/qcm,

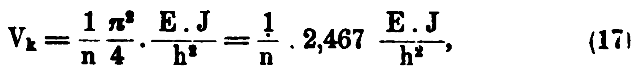
F den tragenden Querschnitt des Mastes in qcm,

so muss sein

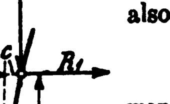
$$k_d > \frac{V}{F}. \qquad (16)$$

Die Beanspruchung auf Druck nach (16) wird meistens die zulässige Grenze bei weitem nicht erreichen, auch ergibt die Untersuchung auf Knickfestigkeit bei den üblichen Mastenhöhen erheblich kleinere zulässige Belastungen. Nach Abb. 453, wenn man sich die Horizontalkraft R′ zunächst fort denkt, vermag der Mast nach der L. Eulerschen Formel auszuhalten

Abb. 453.



$$V_k = \frac{1}{n}\frac{\pi^2}{4}\cdot\frac{E \cdot J}{h^2} = \frac{1}{n} \cdot 2{,}467\,\frac{E \cdot J}{h^2}, \qquad (17)$$



also

$$J = W \cdot a = \frac{4\,V_k\,n\,h^2}{\pi^2 \cdot E} = \frac{V_k\,n\,h^2}{2{,}467\,E} \qquad (18)$$

wenn bedeuten:

h die Höhe der Stange in cm, d. h. den Abstand vom Angriffspunkt der Last von dem als eingespannt zu betrachtenden Fusspunkt der Stange,

E den Elastizitätsmodul des Materials pro qcm.

J das kleinste äquatoriale Achsen-Trägheitsmoment des Mastquerschnittes an der Einspannungsstelle A in cm^4.

W das kleinste Widerstandsmoment bezogen auf dieselbe Achse in $cm^3 = \frac{J}{a}$.

a die Entfernung der am meisten beanspruchten Faser von der neutralen Achse in cm.

n eine Erfahrungszahl = dem Sicherheitsgrad.

n ist für Nadelholz = 10, für Gusseisen = 8, für Schmiedeeisen = 5—6.

Die theoretisch kleinste Grenzhöhe h_0 würde sich aus der Bedingung bestimmen lassen, dass die zulässige Knickspannung k_k gleich der zulässigen Druckspannung k_d werden muss. Die zulässige Knickspannung k_k ergibt sich aus (17) durch Division mit dem Querschnitt F in qcm und lässt sich für den obigen Belastungsfall auch ausdrücken durch $k_k = \frac{2{,}467 \cdot E}{x^2 \cdot n}$, wenn x gleich dem Verhältnis $\frac{h_0}{i}$ gesetzt wird und i den sogenannten Trägheitshalbmesser bedeutet. Letzterer ist bestimmt durch die Gleichung $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$. Also $h_0 = \sqrt{\frac{2{,}467 \cdot E \cdot J}{n \cdot F \cdot k_d}} = i \cdot \sqrt{\frac{2{,}467 \cdot E}{n \cdot k_d}}$.

Es beträgt für das Rechteck $i = b\sqrt{\frac{1}{12}}$, für die Kreisfläche $i = {}^1/_4\ D$, für den Kreisring mit kleiner Wandstärke $i = D\sqrt{{}^1/_8}$ [65]).

Die Festigkeitszahlen für Hölzer sind wesentlich vom Feuchtigkeitsgehalte abhängig. Die Festigkeit nimmt mit wachsender Feuchtigkeit erheblich ab, mit zunehmender Trocknungszeit vergrössert sich die Druckfestigkeit bedeutend.

Nach Bauschinger und L. Tetmajer gelten folgende Werte, bezogen auf den ganzen Querschnitt (Kernholz und Splintholz zusammen)[66]).

Art der Beanspruchung	Feuchtigkeitsgehalt %	Elastizitätsmodul E kg/qcm	Proportionalitätsgrenze σ_p kg/qcm	Festigkeit K kg/qcm	Feuchtigkeitsgehalt %	Elastizitätsmodul E kg/qcm	Proportionalitätsgrenze σ_p kg/qcm	Festigkeit K kg/qcm
	Kiefer				Eiche			
Zug- } parallel	13	90 000	—	790	—	108 000	475	965
Druck } z. Faser	18	96 000	155	280	—	103 000	150	345
Biegung *)	23	108 000	200	470	24	100 000	215	600
Schub **)	25	—	—	45	—	—	—	75
	Fichte				Buche			
Zug- } parallel	16	92 000	—	750	—	180 000	580	1340
Druck } z. Faser	19	99 000	150	245	—	169 000	100	320
Biegung *)	29	111 000	230	420	17	128 000	240	670
Schub **)	38	—	—	40	—	—	—	85

*) Der Stammkern liegt in der Querschnittsmitte.

**) Abscherung parallel zur Faserrichtung in einer durch die Stammachse gehenden Ebene. K_s für das Kernholz = 0,75 K_s für den ganzen Querschnitt.

Hiernach wird bei obigem Belastungsfall z. B. für einen kiefernen Holzmast mit kreisförmigem Querschnitt mit dem Durchmesser D, die zulässige Belastung nach (17) bei zehnfacher Sicherheit, $E = 108000$ kg/qcm und $J = 0{,}0491\ D^4$

$$V_k \cong 1310 \frac{D^4}{h^2}. \qquad (19)$$

Beispiel: Eine Fernleitung mit sechs Drähten von 8 mm Durchmesser soll auf Holzmasten von 9,0 m mittlerer Höhe h und einem unterem Durchmesser von 20 cm bei einer Spannweite von 35 m montiert werden. Das Gewicht des Kupfers beträgt $35 \cdot 50{,}266 \cdot 0{,}0089 \cdot 6 \cong 94$ kg. Die sechs Isolatoren mit Stütze wiegen etwa 18 kg.

Die Gesamtbelastung des Drahtes beträgt nach der Tabelle auf S. 1151, Spalte 2 und 6 rund $0{,}018 \cdot 50{,}266 \cong 0{,}90$ kg pro lfm. Daher $V = 0{,}90 \cdot 35 \cdot 6 +$ Isolatoren und Stützen $= 207{,}0$ kg.

---

65) Worin b die kleinere Rechtecksseite und D den Kreisdurchmesser bedeuten. Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch. 1905. Bd. I. S. 198 u. S. 375.

66) Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch 1905. Bd. I. S. 363. In bezug auf die Bezeichnungen der obigen Tabelle ist folgendes zu bemerken:

Das Verhältnis $\frac{\text{Dehnung}}{\text{Spannung}} = \frac{E}{\sigma} = \alpha = \frac{1}{E}$ ist im allgemeinen abhängig von der Spannung σ. Für manche Stoffe (z. B. für Schweisseisen, Flusseisen und Stahl) ist jedoch α innerhalb gewisser Spannungsgrenzen nahezu unveränderlich; alsdann sind also die Dehnungen E den Spannungen σ proportional, und es ist $E = \alpha\,\sigma$ (Hooke sches Gesetz). Die Spannung σ_p, bis zu der diese Proportionalität stattfindet, heisst Proportionalitätsgrenze.

Die zulässige Beanspruchung des Mastes beträgt nach (19)

$$V_k = 1810 . \frac{20^4}{900^2} \backsim 257 \text{ kg}.$$

Der Mast könnte also bis auf einen Durchmesser von

$$D \leqq \sqrt[4]{\frac{207 . 900^2}{1810}} \backsim 18{,}8 \text{ cm}.$$

durchfaulen, ohne dass die zulässige Beanspruchung auf Knicken bei 10facher Sicherheit überschritten würde.

In bezug auf die Biegungsspannungen eines Mastes durch horizontale Kräfte kommen zunächst der Winddruck und die Resultirende der Spannungen aller. Drähte, welche an einem Mast befestigt sind, in Betracht. Letztere wird $= 0$, wenn die Drähte in zwei an den Mast anschliessenden gleichen Spannweiten einen $\sphericalangle \alpha$ von 180° bilden. Ist $\sphericalangle \alpha < 180^\circ$, so wird die Resultierende R (Abb. 454)

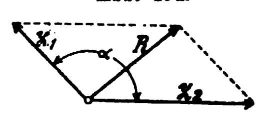
$$R = \sqrt{Z_1^2 + Z_2^2 + 2 Z_1 Z_2 \cos \alpha} \tag{20}$$

und wenn

$$Z_1 = Z_2 = Z \text{ ist, so wird } R = 2 Z . \cos \frac{\alpha}{2}. \tag{21}$$

Erinnert sei daran, dass, wenn für verschiedene Spannweiten die Drahtzüge Z_1 und Z_2 bei einer bestimmten Temperatur so ausgeglichen wären, dass sie einander gleich gesetzt werden könnten, die Spannungen bei Veränderung der Temperatur sich verschieden ändern, sodass doch wieder ungleiche Züge entstehen können.

Abb. 454.



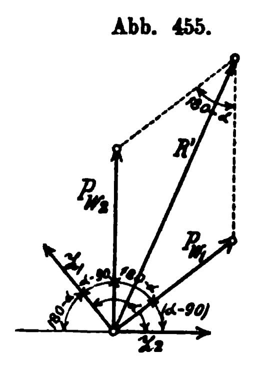
Bezeichnen

l_2 und l_1 die Spannweiten in m,
P_w den Winddruck in kg/qm ebener, lotrechter Fläche,
P_W den Gesamtwinddruck auf einen Mast,
d den Drahtdurchmesser in mm und
z die Zahl der Drähte,

so ist der auf die Stange wirkende Winddruck, welcher lotrecht auf die (grössere) Spannweite l_2 gerichtet angenommen sein mag,

$$P_W = \frac{1}{2} P_w . d . 0{,}57 . 0{,}001 . z (l_2 + l_1 \cos (180 - \alpha))\,^{67}). \tag{22}$$

Abb. 455.



Will man den Winddruck lotrecht sowohl auf l_1 als auch auf l_2 gerichtet annehmen, und bezeichnet man den Winddruck auf l_1 mit P_{W_1} und den auf l_2 mit P_{W_2}, so wird der resultierende Winddruck (Abb. 455)

$$R' = \sqrt{P_{W_1}^2 + P_{W_2}^2 + 2 P_{W_1} . P_{W_2} . \cos (180 - \alpha)}. \tag{23}$$

Die Resultierende R′ ist am einfachsten graphisch durch das Parallelogramm der Kräfte nach Lage und Grösse zu bestimmen.

Man wird suchen, den Mast an einem Eckpunkt möglichst so zu stellen, dass die neutrale Achse des grössten Trägheitsmoments lotrecht zu R′ steht.

Wenn nun ein einzelner Mast durch eine lotrechte Kraft V und durch eine wagerechte Kraft R′ beansprucht wird (Abb. 453), so tritt das grösste Biegungsmoment in der Einspannungsstelle auf. Dieses Biegungsmoment darf höchstens gleich dem Widerstandsmoment multipliziert mit der zulässigen Beanspruchung auf Biegung sein, also

$$R' h + V . c \leqq W . k_b. \tag{23}$$

[67]) Nach den neuen deutschen „Normalien“ würde 0,70 anstatt 0,57 zu setzen sein (vergl. S. 1103).

k_b wird in ungünstigstem Belastungsfalle für Kiefernholz den Wert von 50—70 kg, für Flusseisen 700—1500 kg, für Gusseisen 300 kg nicht überschreiten dürfen.

(Die neuen deutschen „Normalien" wollen bei Gestängen aus „besonderen Materialien" bis zu $1/3$ der vom Lieferanten zu garantierenden Festigkeit zulassen. (E.T.Z. 1907. S. 825.)

Wenn man zur Bestimmung von c annäherungsweise einen Träger mit unveränderlichem Querschnitt voraussetzt, so ist die Gleichung der elastischen Linie

$$y = \frac{R' h^3}{2 E J}\left(\frac{x}{h} - \frac{1}{3}\frac{x^3}{h^3}\right) \tag{25}$$

und es wird (Abb. 453)

$$c = \frac{R' h^3}{E J . 3} \quad \text{(Hütte 1905 I S. 405. Vergl. auch S. 437)} \tag{26}$$

Es wird also die Beanspruchung durch Biegung

$$k_b = \frac{R' . h + V . c}{W} \tag{27}$$

und die gesamte Beanspruchung einer äussersten Faser $k = k_b + k_d$, wenn k_d die Beanspruchung auf Druck bedeutet.

Beispiel: Für eine gerade Strecke nach obigem Beispiel mit 6 Drähten von 8 mm Dm. und 35,0 m Spannweite würde die vom grössten Winddruck herrührende Horizontalkraft nach der Tab. S. 1151.

$$R' = 0{,}57 . 35 . 6 = 119{,}70 \text{ kg sein.}$$

Bei $h = 9{,}0$ m würde c sein $= \frac{119{,}7 . 900^3}{108000 . (0{,}0491 . 20^4) . 3} = 34$ cm, wenn man zunächst einen mittleren Mast-Durchmesser von 20 cm zugrunde legt. Also würde das Biegungsmoment sein, da das Eigengewicht der Drähte $= 50{,}266 . 0{,}0089 . 6 . 35 = 93{,}87$ kg ist

$$119{,}7 . 900 + 93{,}87 . 34 = 107730 + 3192 = 110922 \text{ kg/cm.}$$

Das Widerstandsmoment eines kreisförmigen Querschnitts ist $0{,}0982 . D^3$. Demnach muss der Durchmesser an der Einspannungsstelle im Boden angenähert sein:

$$D \geqq \sqrt[3]{\frac{110922}{70 . 0{,}0982}} \backsimeq 25{,}5 \text{ cm und } D \backsimeq 27 \text{ cm,}$$

wenn man für k_b den Wert 57 kg/qcm annimmt.

Der Querschnitt bei $D = 27$ cm ist $\frac{D^2 \pi}{4} = 572{,}56$ qcm, also $k_d = \frac{93{,}87}{572{,}56} \backsim 0{,}16$ kg/qcm, wenn man das Eigengewicht des Mastes vernachlässigt.

Es würde nun noch zu untersuchen sein, welche Beanspruchung eintreten kann, wenn ein Draht eines Feldes plötzlich bricht.

Im ungünstigsten Falle, nämlich bei —25° C., sei die Spannung der Drähte zu 12,5 kg/qmm angenommen. Dann würde, wenn ein Draht bricht, eine Horizontalspannung in der Richtung der Leitung von $50{,}266 . 12{,}5 = 628$ kg auftreten. Also das Biegungsmoment würde $628 . 900 = 565200$ kg/cm sein. Demnach würde die Beanspruchung werden $\frac{565200}{0{,}0982 . 27^3} \backsimeq 292$ kg/qcm, sodass nicht mehr ganz die doppelte Sicherheit gegen Bruch vorhanden wäre. Man müsste deshalb gegebenenfalls aus dieser Rücksicht den Mastquerschnitt noch etwas verstärken, oder den Durchhang vergrössern.

Zu beachten ist aber, dass sich der Mast im Moment des Drahtbruches um ein gewisses Mass c cm (vergl. Gleichung 26) verbiegen wird, wodurch die Spannweite im unversehrten Felde angenähert um c kleiner, der Durchhang also grösser und die Spannung k_z in den Drähten demnach kleiner wird. Andererseits wächst die Spannung in den Drähten des Bruchfeldes, da sich der Durchhang verkleinert. Es wird also ein teilweiser Ausgleich der Gesamtspannungen in den beiden zunächst betroffenen Feldern herbeigeführt, und der Mast wird wieder etwas zurückgebogen. Sobald die Spannung sich im ersten unversehrten Felde verkleinert, wird auch der nächstfolgende Mast in gleicher Weise etwas durchgebogen und infolgedessen ebenso die folgenden Masten bis zu einem Punkte, bei dem der

Spannungsunterschied in zwei benachbarten Feldern so klein wird, dass keine einseitige Durchbiegung mehr erfolgt. Wenn sich der zweite Mast durchbiegt, so vergrössert er wieder im ersten Felde nach der Bruchstelle die Spannweite, verringert also den Durchhang und vergrössert die Spannung. Demnach wird sich nach dem Bruche bei genügender Elastizität der Masten ein Schwingen des Gestänges einstellen, welches, je weiter von der Bruchstelle entfernt, um so kleiner wird. Die Elastizität des Gestänges erhöht aber in der besprochenen Hinsicht für Fälle von Drahtbrüchen die Sicherheit des Gestänges.

β) Einzelmast mit Ankerdraht (Abb. 456). Es mögen bezeichnen:

R_1 die resultierende wagerechte Belastung des Mastes in kg,
$h = e + c$ den Abstand des Angriffspunktes B der Kraft vom Fusspunkte A in cm.
φ den vom Ankerdraht und Stange gebildeten Winkel,
F den Stangenquerschnitt bei C in qcm,
W das Widerstandsmoment des Mastquerschnittes bei C in cm^3,
q den Ankerquerschnitt in qcm,

dann ist die Beanspruchung des Ankerdrahtes Z

$$k_z = \frac{R_1\left(1 + \frac{3e}{2c}\right)}{\sin\varphi \,.\, q} \text{ in kg/qcm,} \tag{28}$$

Abb. 456. Abb. 457. Abb. 458.

wenn der Anker so gespannt wird, dass C seine lotrechte Lage über A nicht verändert. Der gefährliche Querschnitt des Mastes liegt bei C, die grösste hier auftretende Beanspruchung des Mastmaterials auf Druck ist

$$k_d = \frac{R_1 \,.\, e}{W} + \frac{R_1\left(1 + \frac{3e}{2.c}\right) . \operatorname{cotg}\varphi}{F} \text{ in kg/qcm.} \tag{28}$$

γ) Einzelmast mit Strebe (Abb. 457). Der Druck auf die Strebe ist

$$P = \frac{R_1 \,.\left(1 + \frac{3e}{2.c}\right)}{\sin\varphi} \text{ kg,} \tag{29}$$

vorausgesetzt, dass C seine Lage lotrecht über A beibehält. Die Strebe wird durch den Druck P auf Zerknicken beansprucht. Wenn ihre beiden Enden als frei beweglich zu betrachten sind, so beträgt die zulässige Belastung der Strebe nach Euler

$$P_k = \frac{1}{n} \cdot \frac{\pi^2 . E . J}{l^2} = \frac{1}{n} \cdot \frac{9{,}868 . E . J}{l^2}, \tag{30}$$

wenn J das kleinste äquatoriale Trägheitsmoment des Querschnitts der Strebe in cm^4.

l die freie Länge der Strebe in cm, E den Elastizitätsmodul des Materials der Strebe und n den Sicherheitsgrad bezeichnen.

Wenn das untere Ende der Strebe so befestigt ist, dass es als fest eingespannt angesehen werden kann, so beträgt die zulässige Belastung

$$P = \frac{2}{n} \cdot \frac{9,868 \cdot E \cdot J}{l^2}. \tag{31}$$

Wegen der Werte von n siehe S. 1154. Der gefährliche Querschnitt des Mastes liegt bei C und die grösste hier auftretende Beanspruchung des Mastes auf Zug ist

$$k_z = \frac{R_1 \cdot e}{W} + \frac{R_1\left(1 + \frac{3}{2}\frac{e}{c}\right) \cdot \operatorname{cotg}\varphi}{F} \text{ in kg/qcm.} \tag{32}$$

e) Ein Doppelgestänge (Abb. 458). Wenn in der Höhe $h = e + c$ an jedem Mast eine resultierende wagerechte Kraft R_1 angreift, so wird der Querriegel mit dem Querschnitt q auf Zug beansprucht mit

$$k_z = \frac{R_1\left(1 + \frac{3}{2}\frac{e}{c}\right)}{q} \text{ in kg/qcm.} \tag{33}$$

Die Strebe D wird wie diejenige des vorigen Beispiels auf Zerknicken beansprucht durch $D = 2 \cdot \frac{R_1\left(1 + \frac{3}{2}\frac{e}{c}\right)}{\sin\varphi}$ kg.

Die gefährlichen Querschnitte der Masten liegen bei C und C_1. Die Beanspruchung bei C ist

$$k_{zC} = \frac{R_1\, e}{W} + \frac{2 \cdot R_1\left(1 + \frac{3}{2}\frac{e}{c}\right) \cdot \operatorname{cotg}\varphi}{F} \tag{34}$$

und die Beanspruchung bei C_1

$$k_{zC_1} = \frac{R_1 \cdot e}{W}. \tag{35}$$

12. Die unterirdischen Hochspannungsleitungen. Zwei leitende Körper, die sich einander gegenüber befinden und durch ein Dielektrikum getrennt sind, bilden einen Kondensator. Wird ein Kondensator an eine Wechselstromquelle angeschlossen, so wird er so lange geladen, als die Spannung von 0 bis zu dem positiven oder negativen Maximum zunimmt. Nimmt die Spannung wieder ab, so entlädt sich der Kondensator. Der Ladezustrom des Kondensators ist infolgedessen = 0 in dem Moment, wo die Spannung ihren Höchstwert erreicht. Es besteht demnach zwischen Ladestrom und Spannung eine Verschiebung von 90° und zwar eilt der Strom der Spannung um ¼ Periode voraus. Sowohl die oberirdischen als auch die unterirdischen Hochspannungsleitungen bilden Kondensatoren[68]), aber die Kapazität eines unterirdischen isolierten Kabels ist erheblich grösser als diejenige einer Luftleitung und zwar wegen des besseren Dielektrikums des Kabels. Aus diesem Umstande entstehen unerwünschte Störungen, wenn man in oberirdischen Hochspannungsleitungen unterirdische Kabelstrecken von grösserer Länge einschaltet, und man sucht deshalb Unterbrechungen oberirdischer Leitungen durch längere Kabel bei Wechselstrom möglichst zu vermeiden.

---

68) Breisig, Über die Berechnung der elektrostatischen Kapazität oberirdischer Leitungen Elektr. Zeitschr. 1898. S. 772 u. ff., 1899. S. 127 u. ff. und 1902. S. 1137 u. ff.

Lichtenstein, Über die rechnerische Bestimmung der Kapazität von Luftleitern und Kabeln. Elektr. Zeitschr. 1904. S. 106.

Die unterirdischen Hochspannungsleitungen werden entweder als isolierte Kabel oder als blanke Kupferleitungen, welche in isolierendes Material eingebettet werden, verlegt.

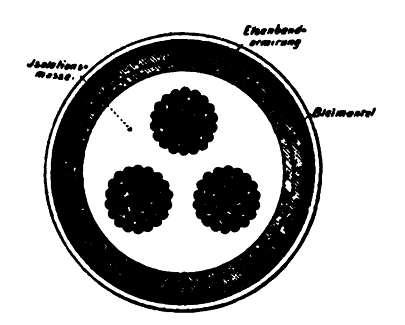
Ein Typ der letzten Art kam bei der Anlage Chèvres zur Verwendung (Taf. LXXXI, Fig. 23).

Hier wurden die vier Hochspannungsleiter des Zweiphasenwechselstroms (Spannung 5500 Volt) aus je sieben blanken Kupferdrähten von 3,6 mm Durchmesser und 10 qmm Querschnitt gebildet. Die vier Leitungen sind zu zweien auf einem Formstück aus Beton untergebracht und diese Formstücke sind in ⊔förmigen Betonkanälen mit Zementdeckel gebettet und mit einer Mischung aus Steinkohlenteer und gewaschenem und getrocknetem Kies umgeben. Dem Steinkohlenteer ist, um ihn plastischer zu machen, eine Beimengung von Vaselinöl gegeben. Die Mischung mit dem Kies wurde in Kesseln bei einer Erwärmung auf 200° auf der Baustelle vorgenommen und die Masse warm in den Betonkasten eingebracht. Am oberen Rande des Betonkastens ist der Teerbeton mit einer Schicht von Zementbeton abgedeckt. Ungefähr alle 1000 m ist ein grösserer zugänglicher Kabelkasten angebracht, um Defekte leichter auffinden zu können und um die Möglichkeit zu haben, Abzweigungen zu machen.

Da die Verlegung zum Teil bei sehr regnerischem Wetter gemacht werden musste, haben sich in der ersten Zeit einige Defekte gezeigt, die aber ohne Schwierigkeiten beseitigt werden konnten.

Die Isolation unterirdischer Kabel besteht aus Gespinsten von Jute, Hanf, Papier und dergleichen, welche mit Isoliermitteln imprägniert sind. Zum Schutze dieser Isolation gegen Eindringen von Feuchtigkeit wird das Kabel mit einem Bleimantel geschützt. Zum Schutze des Bleimantels wird dieser wiederum mit geteertem Hanf oder Jute umhüllt und zum Schutze gegen äussere Beschädigungen mit spiralförmig umwickelten Eisenbändern armiert (Abb. 459, vergl. auch Abb. 374, S. 1044).

Abb. 459.



Bei Gleichstromanlagen wird meistens für Hin- und Rückleitung je ein besonderes Kabel verwendet, und die Kupferseele im Innern aus einem oder einer Anzahl von blanken Kupferdrähten hergestellt.

Bei Einphasenwechselstrom werden die beiden Leitungsstränge in einem Kabel vereinigt, und die Kupferseele der Hin- und Rückleitung entweder konzentrisch oder in zwei Drähten oder Seilen nebeneinander angebracht.

Bei Drehstrom werden entweder dreifach konzentrische oder dreifach verseilte Kabel verwendet (Abb. 459).

Aus der nachstehenden Preistafel lassen sich die Preise pro 1,0 m Kabellänge verschiedener Konstruktionen angenähert ermitteln; wenn man beachtet, dass der Gesamtpreis pro lfm. $P = a + b \cdot q$ ist, worin q den Querschnitt des Leitungskupfers in qmm ausdrückt. Es ist in der Tafel ein Rohkupferpreis von 50 £[69]) pro t (Elektrolytkupfer) zugrunde gelegt. Der Wert P ändert sich etwa um 0,0002 Mk. pro qmm des gesamten Kupferquerschnittes für je 1 £, um welches der Grundpreis höher oder niedriger notiert. Da natürlich auch die Preise von Blei, Bandeisen, Isoliermaterial, sowie die Herstellungskosten schwanken, so haben die nachfolgenden Angaben nur für vorläufige Kostenüberschläge und für die allgemeine Orientierung Wert.

---

[69]) Im September 1907 war Elektrolytkupfer mit 76 £ notiert, im Januar 1908 mit 65 £ 10 Shilling. Derartige Notizen finden sich regelmässig in der Elektr.-Zeitschr.

Preistafel für die Beschaffungskosten von Leitungskabeln[70])

$P = a + b \cdot q$

Kabelsorten	Maximale Betriebsspannung in Volt	Wert a für 1 m Kabel in Mk.	Wert b für 1 m Kabel in Mk.
Einfaches Bleikabel			
unarmiert	3 000	0,65	0,0240
armiert	1 000	0,80	0,0231
Konzentrisches Doppelkabel			
unarmiert	1 000	1,02	0,0242
armiert	1 000	1,30	0,0247
armiert	3 000	2,32	0,0255
Konzentrisches Dreileiterkabel			
armiert	1 000	2,54	0,0224
armiert	2 000	3,30	0,0264
Verseiltes Zweileiterkabel			
armiert	1 000	1,88	0,0285
armiert	3 000	2,60	0,0358
armiert	5 000	2,83	0,0358
armiert	10 000	4,08	0,0405
Verseiltes Dreileiterkabel			
armiert	1 000	2,40	0,0260
armiert	3 000	3,21	0,0281
armiert	5 000	3,90	0,0309
armiert	10 000	5,30	0,0323

(Wegen der Höchstspannung, für welche Kabel heute schon ausgeführt werden können, vergl. S. 1090.)

Es ist zu beachten, dass bei dem Mehrleiterkabel der Wert b mit dem Gesamtkupferquerschnitt des Kabels (nicht etwa mit dem Querschnitt einer einzelnen Ader) zu multiplizieren ist.

Zu diesen Kosten sind jedenfalls für Kabelverbindungen oder Abzweigstellen noch Zuschläge zu machen, die sich ungefähr aus den folgenden Angaben ermitteln lassen.

Es kostet die Herstellung

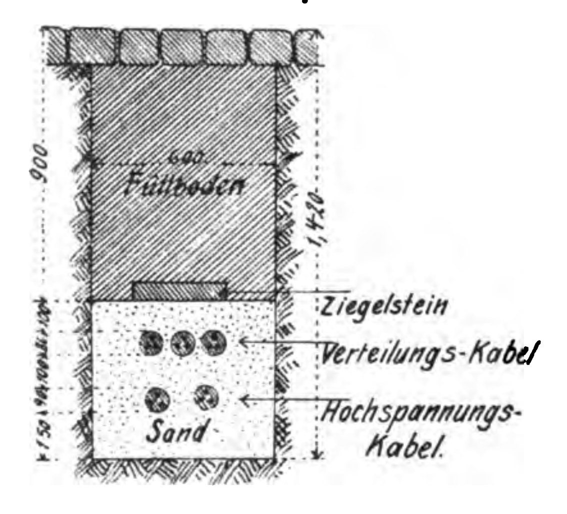
Querschnitt der Kupferseele	durch Muffen		durch Löten	
	einpolig	zweipolig	einpolig	zweipolig
qmm	Mk.	Mk.	Mk.	Mk.
	a) einer Kabelverbindung einschl. Material und Arbeit.			
bis 50	15,0	22,0	7,0	12,0
„ 100	20,0	30,0	8,0	15,0
„ 200	25,0	40,0	10,0	18,0
„ 500	40,0	50,0	12,0	20,0
	b) eines Kabelabzweigs einschl. Material und Arbeit.			
bis 50	20,0	28,0	8,0	15,0
„ 100	25,0	35,0	9,0	17,0
„ 200	35,0	45,0	10,0	19,0
„ 500	50,0	70,0	12,0	22,0

[70]) F. Uppenborn, Deutscher Kalender für Elektrotechniker. 1905, S. 266.

Für ganz überschlägliche Kostenanschläge genügt es für Kabelverbindungen bei Kupferquerschnitten bis zu 50 qmm, wenn die Verbindungen durch Löten hergestellt werden, etwa 4 bis 5 %, wenn sie durch Muffen hergestellt werden, etwa 7 bis 8 % des Kabelpreises zuzuschlagen; bei Kupferquerschnitten von etwa 500 qmm würden die entsprechenden Zuschläge für Lötstellen etwa 2 bis 3 %, für Muffenverbindungen etwa 4 bis 5 % des Kabelpreises betragen und für dazwischen liegende Kupferquerschnitte kann man eine geradlinige Abnahme der Vonhundertsätze annehmen.

Die Verlegung eisenbandarmierter Kabel erfolgt ausserhalb städtischer Strassen meistens in einer Bettung von reinem Sande von mindestens 20 cm Höhe. Die Breite des Kabelgrabens richtet sich nach der Tiefe und der Zahl der zu verlegenden Kabel. Sie beträgt bei ein bis zwei Kabel etwa 50—60 cm, wenn der Graben tiefer als 1,0 m werden muss.

Abb. 460. Kabelgraben der Fernleitung Jonage-Cusset-Lyon.



Um die Kabel in städtischen Strassen gegen Verletzungen durch Pickenschläge etc. bei Aufgrabungen zu schützen, werden dieselben über der Sandschicht mit einer Schutzdecke abgedeckt. Die am häufigsten verwendete Schutzdecke besteht aus flach gelegten, hart gebrannten Ziegelsteinen.

Ein quer gelegter Ziegelstein nach deutschem Normalformat von 25 cm Länge kann im allgemeinen 3 Kabel bedecken. Auf 4 bis 5 Kabel wird eine Quer- und eine Längsschicht gelegt und die Deckschicht dadurch auf 37 cm erhöht. Bei 6, 7 und 8 Kabeln werden zwei Ziegelsteine quer gelegt (Deckschichtbreite 50 cm) und bei 9 Kabel zwei Binder und eine Deckschicht (Schutzdeckenbreite 62 cm). Die Kosten dieser Abdeckung belaufen sich bei einem Preise von 35,00 Mk. pro 1000 Ziegelsteine frei Baustelle einschliesslich der Verteilung der Ziegelsteine auf der Baustelle, Einfüllen einer 20 cm hohen Schicht Sand und Abdecken des Kabels ungefähr pro lfm.:

a)	bei 25 cm Deckschicht	auf etwa	52	Pfennig
b)	„ 37 „ „	„ „	82	„
c)	„ 50 „ „	„ „	104	„
d)	„ 62 „ „	„ „	132	„

Sollen die Kabel auch noch durch je eine hochkantig gestellte Ziegelsteinschicht seitlich geschützt werden, so erhöhen sich die Preise ad a—d auf 94, 113, 144 und 167 Pfennig[71]).

Diese einfache Art der Kabelverlegung ist z. B. bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon angewendet worden (Abb. 460).

Wenn in einem Kabelgraben gleichzeitig Hochspannungs- und Niederspannungskabel verlegt werden sollen, so ordnet man die Hochspannungskabel unten und die Niederspannungskabel darüber an. Die Hochspannungskabel können, da Anschlüsse nur an wenigen Stellen gemacht werden, in einer Ebene nebeneinander liegen. Die Niederspannungskabel werden dagegen besser nicht in derselben Horizontalebene, sondern mit einem Höhenunterschied von ca. dem Kabeldurchmesser verlegt, damit die Kreuzung der Anschlusskabel möglichst geradlinig erfolgen kann.

Der Nachteil der Schutzdecke aus einer einfachen Ziegelschicht besteht darin, dass ein Pickenschlag in der Fuge zwischen zwei Ziegelsteinen durchdringen und dadurch das Kabel verletzt werden kann. Gross ist die Gefahr nicht, wenn die Sandschicht

[71]) Elektr. Zeitschr. 1905. S. 821. Angaben von J. Schmidt, Nürnberg.

über den Ziegelsteinen noch ca. 10—15 cm beträgt und wenn es sich um Eisenband armierte Kabel handelt, welche ohnehin einen starken Schutz gegen Verletzungen bieten.

Bei Verlegung in solchen städtischen Strassen, in denen häufiger Aufgrabungen durch Dritte stattfinden können, begnügt man sich aber meistens mit dem beschriebenen Schutz nicht. Es wurden z. B. von dem Düsseldorfer Elektrizitätswerke zwei Ziegelschichten übereinander auf die Kabel gelegt, und es ist ausserdem eine über den Ziegelsteinen angeordnete 0,25 m starke Schicht von gutem sandigen Boden noch mit einem verzinnten Drahtgewebe geschützt. Bei stark säurehaltigem Boden, wie er in Städten mit vielen Leitungen oft vorkommt, vergeht ein solches Drahtgewebe verhältnismässig schnell, und es sind deshalb eine grosse Reihe anderer Abdeckungsarten von Kabel in Vorschlag gebracht und verwendet worden. Hierher gehören mit Eisendraht armierte Betonplatten, welche in Falzen übereinander greifen. Die Fugen werden durch Zement ausgegossen.

Die Kosten von 8 cm dicken Betonplatten mit Eiseneinlage belaufen sich pro lfm. Kabellänge auf etwa

bei	20 cm	Breite	Mk.	0,60
„	25 „	„	„	0,70
„	30 „	„	„	0,85
„	40 „	„	„	1,15

Für Herstellung der Kabelgräben auf 70 cm Tiefe und 60 cm Breite, einschliesslich Aufbrechen des Pflasters, Ausheben des Erdreiches, Einfüllen einer 20 cm hohen Sandschicht, Zufüllen und Feststampfen mit gewöhnlichem Boden, sowie Abfuhr des überflüssigen Materials sind etwa 1,50 Mk. pro lfm, für das Einbetten der Kabel und Abdecken derselben mit Betonplatten ausschliesslich Materiallieferung sind je nach der Breite etwa 0,05 bis 0,15 Mk. in Anschlag zu bringen.

Für die Wiederherstellung des Pflasters bei Verwendung des alten Pflastermaterials können etwa folgende Preise beim Anschlag zugrunde gelegt werden:

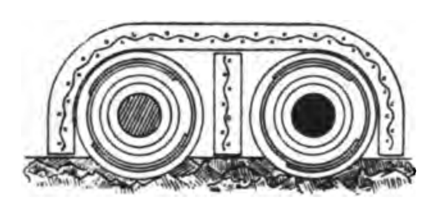
a) Bei Makadam pro qm 1,20 Mk.
b) Bei gewöhnlichem Rundsteinpflaster pro qm 1,0 bis 1,50 Mk.
c) Bei Granitpflaster aus rechteckig behauenen Steinen in Sandbettung pro qm 3,0 bis 4,0 Mk.
d) Bei Granitpflaster aus rechteckig behauenen Steinen mit Schotterunterlage und Mastix-Ausguss pro qm 6,0 bis 7,0 Mk.
e) Asphaltpflaster auf Betonunterlage 10,0 bis 12,0 Mk.
f) Asphalttrottoir pro qm 5,0 bis 6,0 Mk.
g) Mosaikpflaster in Sandbettung pro qm 0,30 bis 0,50 Mk.
h) Bei Granitplatten in Sandbettung pro qm 1,0 bis 1,50 Mk.
i) Bei Klinker-Pflaster in Zementmörtel ohne Betonunterlage pro qm 2,0 Mk.

In der Elektr. Zeitschr. 1905, S. 923 wurde von J. Schmidt, Nürnberg auf einen Kabelpanzer hingewiesen, welcher von dem Ingenieur Otto Wilhelmi in Küsnacht bei Zürich konstruiert ist. Dieser Kabelpanzer besteht aus einem Drahtgewebe zwischen zwei Asphaltschichten.

Auf einen Teerpappestreifen, dessen Breite je nach der Zahl und Grösse der Kabel zu wählen ist, wird eine Schicht aus schwerflüssiger Asphaltmasse aufgegossen, auf diese dann ein Drahtgeflecht gelegt und dieses wiederum mit einer Asphaltschicht und schliesslich letztere mit einer Papplage versehen. Diese Panzer können an Ort und Stelle in beliebigen Längen, meistens werden solche von etwa 10,0 m gewählt, hergestellt werden. Die Enden der Panzer werden übereinander gelegt, sodass keine Querfugen entstehen. Man kann diese Asphaltpanzerdecken entweder horizontal über dem Kabel anordnen oder, falls man einen Seitenschutz wünscht, dieselben seitwärts von dem Kabel herunterbiegen (Abb. 461). Die Gesamtdicke jeder Asphaltschicht, einschliesslich des Pappstreifens beträgt etwa 5,0 mm. Das Drahtgeflecht wird meistens aus 1 bis 3 mm starkem Draht hergestellt, sodass die Gesamtstärke des Panzers 10 bis 12 mm beträgt. Das Quadratmeter eines solchen Panzers soll bei Herstellung auf der Baustelle etwa 4,10 Mk. kosten, wonach sich die Kosten pro lfm. bei den verschiedenen Schutzdeckenbreiten berechnen lassen (vergl. Elekr. Zeitschr. 1905. S. 925).

Für die Verlegung von Kabeln in städtischen Strassen werden ferner zylindrische oder halbzylindrische Abdeckungen aus gebranntem Ton, Beton oder Eisen verwendet. Eiserne Schutzhüllen sind vielfach in Form von sogenannten Zoreseisen zur Anwendung gekommen und zwar entweder, indem das Zoreseisen einfach über das Kabel gelegt wurde oder indem man zwei Zoreseisen zu einer Röhre vereinigte, in welcher das Kabel gebettet wurde (vergl. Elektr. Zeitschr. 1903, S. 161). Erwähnenswert sind ferner die Küstermannschen Kabelschutzeisen, welche mehrfach Verwendung gefunden haben (Taf. LXXXI, Fig. 22 a—c).

Abb. 461. Wilhelmischer Asphalt-Kabelpanzer mit Seitenschutz.



Die Küstermannsche Kabelschutzeisen werden in Durchmessern von 40, 52, 65 und 100 mm hergestellt. Die Flanschen sind etwas konisch, sodass zwei aufeinandergelegte Eisen vermittelst Klemmen und Keilen schnell und einfach zu festen Rohren zusammengesetzt werden können. Die Dichtung gegen eindringende Feuchtigkeit wird durch Bestreichen der Flanschen mit Asphaltteer bewirkt. Die Stossfugen werden gleichfalls mit Asphalt gedichtet und mit einem Zinkstreifen bedeckt, welcher durch Klemmen an den Flanschen festgehalten werden kann.

Einen sehr guten Kabelschutz bieten natürlich auch alle kastenförmigen Kabelkanäle aus glasiertem Ton, Beton oder Eisen, welche mit Deckel nach Verlegung der Kabel abgedeckt werden. In solche ⊔förmigen Kästen werden die Kabel auf Sandfüllung gebettet. Die Stoss- und Deckelfugen werden mittelst Asphalt oder Zement gedichtet. Für Kabel, welche derart geschützt sind, ist natürlich eine Eisenbandarmierung nicht mehr erforderlich. Dagegen muss die Berührung der Bleimäntel mit Zement, durch welchen das Blei sehr schnell an der Berührungsstelle zerstört wird, stets durch eine Umhüllung des Kabels mit Gespinsten aus Hanf etc. verhindert werden und zum Schutze dieser Umhüllung gegen Beschädigungen beim Transport und bei der Verlegung wird das Bleikabel mit einer leichten Drahtarmierung ausgestattet.

Wenn in städtischen Strassen die Notwendigkeit einer baldigen Auswechslung (z. B. stärkere Kabel anstatt der schwächeren) oder eine Vermehrung der Kabel zu erwarten ist, wiederholte Aufgrabungen aber der Kosten oder der Verkehrsstörungen wegen vermieden werden müssen, so wird häufig Gewicht darauf gelegt, die Kabel nach dem sogenannten Einziehsystem verlegen zu können. Zu diesem Zwecke werden röhrenförmige Kabelkanäle aus glasiertem Ton oder Zement verwendet (Taf. LXXXI, Fig. 20). Das Einziehen erfolgt von den sogenannten Kabelkästen aus. Bei den Kabelröhren aus gebranntem Ton werden die inneren Flächen glasiert, bei Röhren aus Zement müssen die inneren Flächen entweder mit einem Asphaltüberzug oder mit einem Überzug aus einem Gemisch von Graphit und Paraffin bekleidet werden, um jede nachteilige Wirkung des Zementes auf den Bleimantel zu verhüten. Die Stossfugen solcher röhrenförmiger Kabelschutzstücke greifen meistens falzartig übereinander und werden durch Asphalt oder Zement gedichtet.

Sehr bekannt und verbreitet ist das mehrlöchrige sogenannte „Plattensystem“ des Oberpostrates Zappe (Taf. LXXXI, Fig. 21).

Für einzelne Kabel kommen auch häufig einfache glasierte Tonröhren mit Muffendichtung zur Verwendung.

Beiläufig erwähnt sei, dass man zum Einziehen von Kabel in Amerika auch Maschinen verwendet, wenn es sich um sehr grosse Kabellängen handelt, was allerdings meistens wohl nur für Telephon- und Telegraphenkabel in Frage kommt. Eine solche von der Fairbanks Morse & Co.[72]) ge-

[72]) Electrical Review New-York. 28. Jan. 1905. Elektr. Zeitschr. 1905. S. 328.

baute Vorrichtung besteht aus einem vertikalen sechspferdigen Gasolin-Motor, einer Winde und einer Kabeltrommel nebst Zubehör und den Apparaten zum Durchtreiben des ersten dünnen Fadens durch die Röhre. Mit solchen und ähnlichen Maschinen soll man imstande sein, 15,0 bis 18,0 km Kabel an einem Tage einzuziehen.

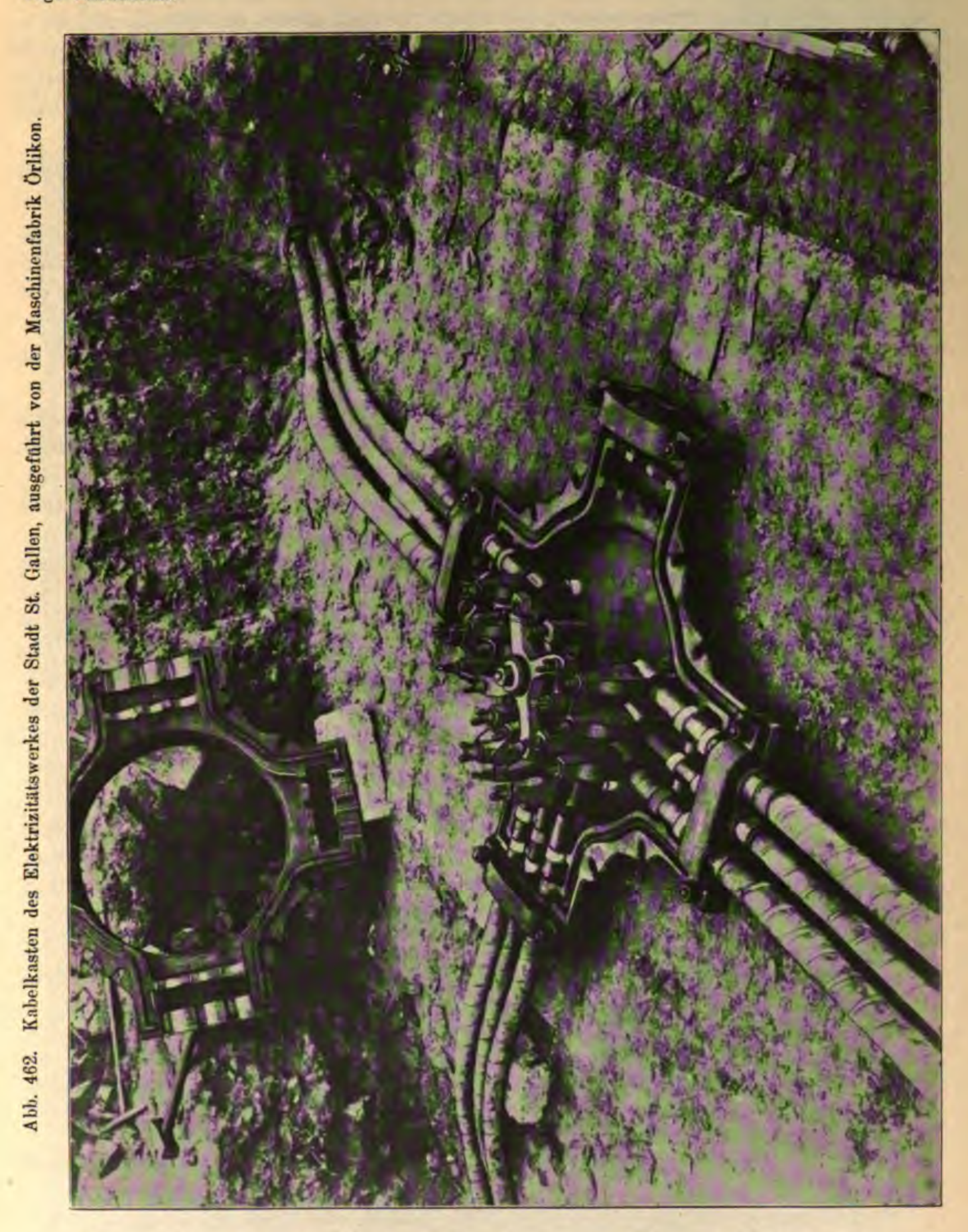


Abb. 462. Kabelkasten des Elektrizitätswerkes der Stadt St. Gallen, ausgeführt von der Maschinenfabrik Örlikon.

Um streckenweise die Kabel auf ihre Isolation prüfen und Defekte leicht auffinden zu können, ferner um Abzweigungen anzubringen und letztere stets leicht

revidieren zu können, werden in gewissen Abständen in die Leitung sogenannte Kabelschächte oder Kabelkästen (Abb. 462) eingebaut. Kabelschächte, welche zur Revision dienen und in denen Kabelenden verlötet oder durch Kabelmuffen verbunden werden sollen, haben meistens eine Breite von 1,20 m und eine Länge von 1,30 m. Die Weite der meist kreisförmigen Einsteigöffnung beträgt 0,70 m. Kabelschächte, in denen Kabel eingezogen werden sollen, erhalten eine Länge von 1,90 m. Die Schächte werden meistens entweder in Beton oder in Mauerwerk hergestellt und je nach der Lage auf die verschiedenste Weise abgedeckt.

Statt unterirdischer Kabelkästen oder Schächte werden in städtischen Strassen auch mitunter oberirdische Kabelkästen oder Kabelschränke verwendet (Abb. 463).

13. Die bauliche Einrichtung der Transformatorenstellen am Ende der Fernleitung. Die Transformatorenstellen am Ende der Fernleitung bilden bei Kraftübertragungen mit hochgespanntem Strom das Mittelglied zwischen der Hochspannung der Fernleitung und der Niederspannung des sekundären Leitungsnetzes.

Über das Wesen, die Bauart und den Wirkungsgrad der Transformatoren ist im Kap. III, § 6 B, S. 1044 u. ff. das Wesentlichste mitgeteilt.

Die Anzahl der Transformatorenstellen richtet sich nach der Art und Weise, wie die Abnehmer verteilt sind, also nach der Grösse der einzelnen Anschluss-Gleichwerte, nach der Art ihres Konsums (ob Licht oder Kraft) und nach ihrer Entfernung voneinander. Grössere Konsumenten von mehr als 50 KW Anschlusswert erhalten meistens besondere Unterstellen für sich.

Sehr oft wird man nach Einschätzung des Energiebedarfs mit Rücksicht auf die Eigentümlichkeiten der Örtlichkeit von vornherein auch ohne genaue Berechnung des Verteilungsnetzes in der Lage sein, die Plätze und die ungefähre Grösse der einzelnen Unterstellen zu bestimmen. Anderenfalls muss es Sache des Elektrotechnikers sein, Vergleichsrechnungen über die Anzahl und Grösse, sowie über die Örtlichkeit der Transformatorenstellen vorzunehmen, um herauszufinden, welche Anzahl, Grösse und Verteilung der Stellen technisch und wirtschaftlich die meisten Vorteile bieten. Hierbei werden natürlich neben den Anlagekosten auch die Effektverluste in den Transformatorenstellen und in dem Verteilungsnetze zu berücksichtigen sein.

Nicht selten wird bei hohen Spannungen im Fernleitungsnetz am Ende desselben in einer oder einigen Hauptstellen die Hochspannung zunächst auf eine Mittelspannung für das Mittelspannungsnetz abgewandelt und die Abwandlung auf die Konsumspannung alsdann erst in einer mehr oder weniger grossen Anzahl von Unterstellen besorgt.

Der Nennwert der aufzustellenden Transformatoren beträgt in der Regel das 1,1 bis 1,3 fache des zu erwartenden Anschlusswertes. Die Unterteilung in Einheiten ist je nach der Art des Konsumgebietes ganz verschieden.

Z. B. bei der Anlage Les Clées-Yverdon schwankt die Einheit zwischen 10 und 50 KW Es handelt sich hier im wesentlichen um Licht- und Kraftverteilung an kleine Konsumenten. Am Schlusse des Jahres 1908 waren bei einem Anschlusswert von 1195 KW, wobei auf Licht etwa ¹/₃, auf Kraft etwa ²/₃ entfielen, zusammen 58 Transformatoren von zusammen 1354 KW Leistung aufgestellt, sodass durchschnittlich auf je einen Transformator 23,3 KW entfielen.

Man wird aber bestrebt sein, die Zahl der Typen, welche man verwendet, nach Möglichkeit einzuschränken.

So wurden bei der Anlage La Dernier-Vallorbe nur drei Typen von 10, 20 und 50 KW verwendet. Bei der Anlage Fure et Morge, wo die Energie für motorische Zwecke eine überwiegende Rolle spielt, sind drei Typen von 30, 50 und 100 K.V.A. zur Verwendung gekommen, bei der Anlage Hagneck Einheiten von 15, 20, 30 und 40 KW.

Bei Drehstrom-Kraftübertragungen wird, wenn für Licht und Kraft getrennte Verteilungsnetze angelegt werden, häufig der Drehstrom für das Lichtnetz gleichzeitig mit der Transformierung der Spannung in Einphasenstrom verwandelt.

Zur Ausrüstung einer Transformatorenunterstation gehören ausser den Transformatoren selber im allgemeinen folgende Apparate:

Abb. 463. Oberirdischer Kabelverteilungskasten des Elektrizitätswerkes St. Gallen, ausgeführt von der Maschinenfabrik Örlikon, Zürich.



1. Die Schutzvorrichtungen gegen atmosphärische und Betriebsüberspannungen für jeden primären und sekundären [73]) Leitungsdraht,

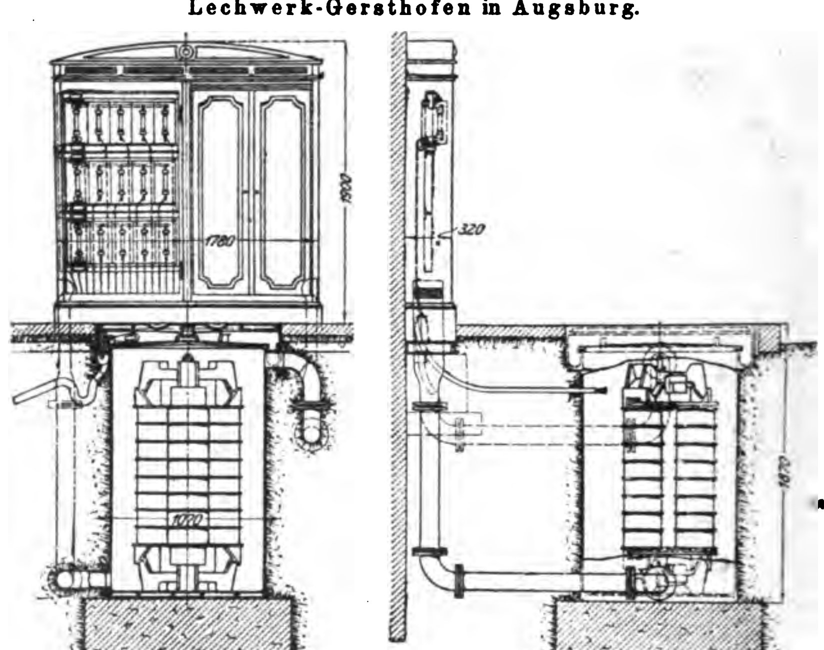
2. die Schmelzsicherungen,

3. die Ausschalter,

4. sofern eine Messung des Stromes in der Unterstation stattfinden soll, die dazu gehörigen Volt- und Ampère-Meter (vergl. die Schaltungsschemas Abb. 447, S. 1139 und Abb. 448, S. 1140).

Soll auf der Hochspannungsseite gemessen werden oder beträgt die Spannung auf der Niederspannungsseite noch mehr als etwa 750 Volt, so kommen noch die Messtransformatoren hinzu.

Abb. 464. Unterirdische Transformatorenstelle mit oberirdischem Wandschrank des Lechwerk-Gersthofen in Augsburg.



Die bauliche Einrichtung der Transformatorenstellen erfolgt auf die verschiedenste Weise. Bei der Anlage Lechwerk-Gersthofen sind z. B. die Transformatoren zum Teil in eisernen Gehäusen untergebracht, welche aus einem eisernen Gerüst mit Wellblechbekleidung bestehen. Auf den Transformatorengehäusen befinden sich die Gittermasten für die primären und sekundären oberirdischen Leitungssysteme (Taf. LXXXIII, Fig. 8, 9 u. 9a). In städtischen Strassen, in welchen Mittelspannungs- und Niederspannungsleitungen durch Kabel gebildet werden, sind die Schmelzsicherungen und Schalter häufig in runden Anschlagsäulen aus Eisenblech und die Transformatoren darunter in Gruben untergebracht, wie z. B. in Augsburg für die Anlage Lechwerk-Gersthofen. Anstatt der runden Anschlagsäulen sind daselbst auch an einzelnen Stellen flache Wandschränke zur Ausführung gekommen (Abb. 464). Die Grube ist durch einen wasserdicht verschlossenen eisernen Topf, welcher auf einem Betonfundament fest gelagert ist, gebildet und durch grosse Rohrleitungen nach dem Wandschrank hin gelüftet.

[73]) Blitzschutzvorrichtungen sind für unterirdische sekundäre Leitungssysteme unnötig.

Nicht selten finden sich auch geeignete Plätze in Kellern oder ähnlichen Räumen, welche mietweise zur Unterbringung von Transformatoren genommen werden können.

Eine Unterstelle für 2—4 Transformatoren von 15—40 KW, wie sie bei der Anlage Hagneck verwendet wurde, zeigt Taf. LXXXIV, Fig. 5. Die Ein- und Ausführung der primären und sekundären Leitungsdrähte erfolgt durch einen eisernen Turm, welcher auf dem Dache eines Betonhäuschens verankert ist. Das Häuschen selbst ist durch ein Eisengerüst und Stampfbeton gebildet.

Taf. LXXXIV, Fig. 1, 2 u. 3 zeigen den Typ eines aus Monierplatten zusammengesetzten Transformatorenhäuschens der Anlage La Dernier-Vallorbe. Fig. 6 derselben Tafel stellt die äussere und Fig. 2, Taf. LXXIX die innere Ansicht einer Unterstation der Anlage Champ (Fure et Morge) in Voiron dar.

Abb. 465. Transformatorenhaus der Società Lombarda per Distribuzione di Energia Elettrica (S. 353).



Abb. 465 zeigt ein Transformatorenhaus der mehrfach erwähnten Società Lombarda, Taf. LXXXIV, Fig 4 und 7 massive Transformatorenhäuser der Anlagen Morbegno und des Kanderwerkes, welche einer näheren Erläuterung nicht bedürfen. Die Haupttransformatorenstelle der Anlage Marbach-Stuttgart ist auf S. 575 beschrieben und in Abb. 145 S. 576 bildlich dargestellt.

Wegen der Lüftungsanlagen in Transformatorenräumen kann auf Kap. III, § 6 A, S. 995 u. ff. verwiesen werden.

14. Einige allgemeine Bemerkungen über das Verteilungsnetz, über die Verwendungsarten der Elektrizität und über die im Verteilungsnetz zu wählenden Spannungen. Der Entwurf des Verteilungsnetzes gehört ausschliesslich zu den Aufgaben des Elektrotechnikers. Es können daher hier nur einige wenige allgemeine Gesichtspunkte hervorgehoben und einige allgemeine einschlägige Angaben gemacht werden.

A. Man kann direkte, indirekte und gemischte Stromverteilungssysteme unterscheiden. Bei dem direkten Stromverteilungssystem liegen die Stromerzeuger und die Abnehmer in ein und demselben elektrischen Stromkreis, bei dem indirekten Verteilungssystem sind zwischen die getrennten Stromkreise

der Stromerzeuger einerseits und der Abnehmer andererseits Transformatoren, Umformer oder Akkumulatoren geschaltet, welche beiden Stromkreisen angehören. Bei dem gemischten Verteilungssystem kommen beide vorgenannten Systeme entweder abwechselnd oder gleichzeitig zur Anwendung.

Wenn das Krafthaus in unmittelbarer Nähe des Verteilungsgebietes liegt, so kann sich das direkte Stromverteilungssystem als das wirtschaftlichste ergeben. Ist das Verteilungsgebiet aber gross oder ist der Konsum sehr wechselnd, so wird oft ein gemischtes System von direkter und indirekter Stromverteilung vorteilhaft, indem z. B. bei Wechselstrom die Verteilung für Kraftzwecke direkt mit der Maschinenspannung erfolgt, während für die Lichtverteilung eine Umformung durch Transformatoren in eine niedrigere Spannung vorgenommen wird oder indem bei Gleichstrom z. B. während der Tagesstunden ganz oder zum Teil die Stromerzeuger auf eine Akkumulatorenbatterie arbeiten und am Abend die Parallelschaltung von Akkumulatoren und Stromerzeugern erfolgt.

Für Kraftübertragungsanlagen auf grössere Entfernungen kommt das direkte Verteilungssystem deshalb nicht in Frage, weil wegen der Anlagekosten für die Fernleitung eine höhere Spannung notwendig ist als man im Verteilungsnetze anwenden kann. Bei grösseren Verteilungsnetzen werden oft zwischen die Fernleitung und das eigentliche Abnehmernetz noch Verteilungsnetze gelegt, durch welche der Strom von den Haupttransformatoren- oder Akkumulatorenstellen mit höherer Spannung zu den sogenannten Unterverteilungspunkten geführt wird, um hier in die für das Abnehmernetz erforderliche Spannung umgewandelt, oder um bei Gleichstrom in Akkumulatorenbatterien mit der Spannung des Abnehmernetzes aufgespeichert zu werden. Zweck solcher zwischengeschalteter Netze ist die Ersparnis an Kupferkosten für die langen Leitungen. Akkumulatorenbatterien finden bekanntlich bis heute nur für Gleichstrom und im allgemeinen auch nur für Spannungen bis zu 5—600 Volt Anwendung. Bei grösseren Spannungen würden die Anlagekosten wegen der erforderlichen Zahl der Zellen zu gross werden.

Die sogenannten Umformer finden Verwendung, wenn man hochgespannten Gleichstrom in niedriggespannten verwandeln will und sie bestehen dann aus je einem zusammengekuppelten Motor und Stromerzeuger. Soll Wechselstrom in Gleichstrom verwandelt werden, so kann man entweder mit einem Wechselstrommotor eine Gleichstromdynamo kuppeln, oder man kann auch einen sogenannten synchronen Motor mit einem Gleichstromerzeuger in einer Maschine vereinigen, indem man die Ankerwickelungen an einen Komutator führt und durch dieselben die Gleichrichtung des Stromes bewirkt. Man pflegt solche Maschinen als „rotierende Umformer“ zu bezeichnen. Wenn die Maschine auf der Wechselstromseite durch richtige Regulierung der Erregung ohne Phasenverschiebung, d. h. mit dem Leistungsfaktor 1 arbeitet, so muss, abgesehen von den Reibungsverlusten in den Lagern und den Verlusten durch Joulesche Wärme und durch Hysteresis die Gleichstromleistung = der eingeleiteten Wechselstromleistung sein. Daraus folgt, dass rotierende Umformer wirtschaftlich günstiger arbeiten als solche, welche aus einem mechanisch mit einer Dynamomaschine gekuppelten Motor bestehen. Wie bereits S. 1167 erwähnt, kann man durch Transformatoren nicht allein die Spannung des Wechselstroms beliebig herauf- und heruntertransformieren, sondern man kann auch Mehrphasenstrom in Einphasenstrom verwandeln.

B. Eine ungeahnte Ausdehnung hat die Verwendung der in Elektrizität verwandelten Wasserkraft in den elektrochemischen, elektrolytischen und metallurgischen Industrien im Laufe der letzten 10 Jahre erfahren, und es stehen hier noch ausserordentlich erweiterungsfähige Gebiete offen. Meistens wird der Bedarf derartiger Fabrikationsarten an elektrischer Energie so gross sein, dass sie entweder die ganze

Wasserkraft für sich verwenden oder dass sie doch einer besonderen, von dem übrigen Verteilungsnetz getrennten Stromzuführungsleitung bedürfen. Während für die elektrochemische und die elektrolytische Industrie im wesentlichen der Gleichstrom benutzt wird, findet in der metallurgischen Industrie hauptsächlich der Wechselstrom Anwendung. Die Spannung, welche bei der Mehrzahl der gedachten Prozesse benutzt wird, ist eine niedrigere, als in den Verteilungsnetzen für Licht und Kraft zur Anwendung zu kommen pflegt.

Aus den Gebieten der elektrochemischen und elektrolytischen Industrien mögen hier kurz die folgenden Verwendungszwecke angeführt werden[74]).

a) Die Verfeinerung von Kupfer, Nickel, Zink, Gold, Antimon etc. auf elektrolytischem Wege oder die Bildung von feinen Überzügen aus den genannten Metallen (Galvano-Plastik), wobei meistens Spannungen von 2 bis 7,5 Volt verwendet werden.

b) Die Fabrikation von Chlor und verwandten Chemikalien (Verfahren von Castner & Kellner, Haas & Oettel, Schuckert etc.) mit Spannungen von 5 bis 110 Volt.

c) Die Fabrikation von Soda (Verfahren von Jablochkof, Höpner, Grabau etc.) Spannung 4 bis 8 Volt.

d) Die Fabrikation von Pottasche (Verfahren von Liebig, Electron-Griesheim, Gall & Montlaur, Blumenberg, Franchot & Gibbs) Spannung ca. 5 Volt.

e) Die Gewinnung von Stickstoff aus der Luft für industrielle und besonders landwirtschaftliche Zwecke zum Ersatz von Chilisalpeter. Von letzterem werden jährlich ca. 1500000 t im Werte von ca. 300000000 Mk. in Europa eingeführt. Verfahren von Franck & Caro, Bradley & Lovejoy, Birkeland & Eyde) Wechselstrom mit Spannungen bis 5000 Volt.

f) Gewinnung von Ozon aus der Luft zur Verwendung beim Bleichen von Leinwand und Wolle, Altmachen von Holz für die Möbelindustrie, Behandlung von alkoholischen Getränken etc. (Verfahren von Siemens & Halske, Arnold & Otto, Schneller & Wite, Marnier & Abraham).

g) Fabrikation von Kalcium-Karbid aus Kalk und Kohle (Ofen nach Bullier, Schuckert & Co., Société des Carbures Métalliques, Siemens & Halske, Electro-Gas-Company (Niagara Falls) etc.) Wechselstrom mit Spannungen von 45 bis 100 Volt. Die Weltproduktion von Kalcium-Karbid betrug 1905 etwa schon 125000 t, von denen Deutschland im Inlande selbst ca. 6000 t herstellte und ca. 20000 t einführte, und zwar meistens aus Werken, welche mit vorwiegend deutschem Kapital in Norwegen, in der Schweiz und in Österreich errichtet sind[75]).

Bei der metallurgischen Industrie werden Öfen verwendet, deren Konstruktionen ausserordentlich verschieden sind und zum Teil noch geheim gehalten werden. Von den bekanntesten Konstruktionen seien genannt die der E.-A. vorm. Schuckert & Co., Siemens & Halske, Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Schneider & Cie, Keller, Héroult, Kjellin, Harmet, Girod etc.

Man unterscheidet im wesentlichen: 1. Lichtbogenöfen, 2. Widerstandsöfen, 3. Glühöfen und 4. Induktionsöfen. Bei den erstgenannten Öfen findet die Schmelzung in den Flammenbogen der Elektroden statt, bei den zweitgenannten bildet der Boden des Ofens die eine Elektrode. Die obere Elektrode taucht in die zu schmelzende Masse ein und die Schmelztemperatur wird durch den Widerstand erzeugt.

Bei der dritten Art ist das Prinzip ähnlich, nur dass der Strom zum Teil in lotrechter Richtung, zum Teil in der Querrichtung des Ofens die Materialien durchströmt.

Bei den Induktionsöfen bildet die im Ofen zu schmelzende Metallmasse gewissermassen die sekundäre Spule eines Transformators und die Erwärmung erfolgt nicht durch den Stromdurchfluss von einer Elektrode zur anderen, sondern durch Induktion.

Aus der metallurgischen Industrie mögen folgende Verwendungszwecke hervorgehoben werden:

h) Die Fabrikation von Aluminium, wofür 1907 im ganzen ungefähr 100000 PSe verwendet wurden. Spannung meistens ca. 60 Volt. Während das Aluminium im Anfang der 80er Jahre

[74]) E. Pacoret, La Technique de la Houille Blanche. Paris. 1908. S. 701 u. ff.; ferner Jean Escard, Les fours électriques et leurs applications industrielles, Paris (Dunot et Pinat) und von demselben Verfasser: Les industries électro-chimiques. Paris (Béranger).

[75]) z. B. in Jajce, Hafslund und Lonza.

der vorigen Jahrhunderts noch etwa 45 bis 50 Mk. kostete, ist der Preis heute auf 2 bis 3 Mk. pro kg gesunken.

i) Die Fabrikation von Stahl und Eisen und deren Verbindungen, wie Chromeisen und Nickelstahl. Spannungen von 25—400 Volt.

k) Die Fabrikation von Silicium, Coupro-Silicium und Ferro-Silicium. Die beiden letztgenannten Verbindungen werden hergestellt durch Mischung von flüssigen Eisen- oder Kupfererzen mit flüssigem Quarz und Verbrennungsprodukten von Koks. Sie finden Verwendung für die Herstellung besonderer Eisen- und Kupfersorten.

l) Die Herstellung von Carborundum (kohlenstoffreiches Silicium), welches wegen seiner an die des Diamanten heranreichenden Härte besonders für die Politur von Metall gebraucht wird. Die Herstellung erfolgt aus Quarzsand, Seesalz, pulverisiertem Koks- und Sägespänen unter Verwendung von Spannungen von 120 bis 250 Volt.

m) Die Herstellung von Graphit-Kohle zur Fabrikation von Bogenlampen-Kohlen und Elektroden für elektrochemische und metallurgische Öfen.

n) Die Herstellung von Kupfer, Nickel und Zink in elektrischen Öfen. Spannung ca. 120 Volt.

o) Die Herstellung von Barium, Strontium und Quecksilber.

p) Die Herstellung von Glas in elektrischen Öfen (Verfahren nach Voelker, Johann Leihne, Brown etc.).

Für die Verwendung der Elektrizität in den genannten Industriegebieten ist mit Rücksicht auf die Konkurrenz auf dem Weltmarkte und weil die einschlägige Grossindustrie meistens schon sehr billige Wasserkräfte verwendet, eine so billige Stromlieferung Voraussetzung, dass im Grossbetriebe die Stromkosten von Mk. 80.— pro KW und Jahr bereits die obere Grenze bilden. Hieraus folgt, dass nur grosse und von der Natur sehr günstig gestaltete Wasserkräfte für diese Industrien in Frage kommen können, oder dass nur derjenige Teil der erzeugten elektrischen Energie eines Wasserkraft-Elektrizitätswerkes in diesen Industrien zu verwenden ist, welcher in dem Verteilungsnetz für Licht und Kraft nicht mehr untergebracht werden kann.

C. Das wertvollste und wichtigste Gebiet bleibt daher für Wasserkraftanlagen die Verteilung von Licht durch Glühlampen und Bogenlampen und von Kraft durch Elektromotoren.

I. Glühlampen. Der zur Zeit noch am meisten verbreitete Beleuchtungskörper ist die zuerst von Edison in einer praktisch verwendbaren Form hergestellte Kohlenfaden-Glühlampe, in welcher etwa 5% der ihr zugeführten Energie in Licht umgewandelt wird. Bis heute wird die Kohle als unschmelzbar angesehen, andererseits verbrennt sie sehr schnell bei Hinzutritt von Sauerstoff. Deshalb musste man das Glühen des Kohlenfadens in einem luftleeren Glasbehälter bewirken. Der Lichteffekt einer Normalkerze oder H E. (Hefner Einheit) erfordert etwa 3,3 Watt. Die Lebensdauer einer guten Glühlampe beträgt etwa 600—1000 Stunden. Nach 600 Stunden nimmt die Leuchtkraft stark ab. Ist das Vakuum in einer Birne schlecht, so geht die Glühlampe viel schneller zugrunde. Auch sind diese Lampen gegen Spannungsänderungen sehr empfindlich. Bei einer Überschreitung der Spannung um mehr als 3% nimmt die Lebensdauer bereits um die Hälfte ab. Es werden daher in einem Lichtverteilungsnetze meistens nur Spannungsschwankungen von 2% zugelassen.

Der oben angegebene Wattverbrauch bezieht sich für Kohlenglühlampen auf eine Spannung von 110—125 Volt. Bei Verwendung von 220 bis 250 Volt, wofür gleichfalls in Massenfabrikation Lampen hergestellt werden, ist der Stromverbrauch 15 bis 20% höher und die Lebensdauer kleiner. Für grössere Spannungen werden Kohlenfadenglühlampen bis jetzt in Massenfabrikation nicht hergestellt.

Dem Bedürfnis nach einer sparsam brennenden Lampe für Spannungen von 220 bis 250 Volt ist die sogenannte Nernst-Lampe entgegengekommen, bei welcher nicht Kohlenfäden, sondern unschmelzbare Oxyde von Erden, z. B. Magnesium-Oxyd verwendet werden. Da diese Stoffe feuerbeständig sind, können sie in offenen Lampen zum Glühen gebracht werden. Es sind also keine luftleeren Birnen nötig. Ein Mangel ist nur, dass diese Erden in kaltem Zustande Nichtleiter sind und deshalb erst bis zur Rotglut vorgewärmt werden müssen. Deshalb sind die Magnesiumstäbe der Nernstlampe mit einer Heizspirale umgeben, welche durch einen im Lampensockel befindlichen

Elektro-Magneten automatisch ausgeschaltet wird, sobald der Leuchtkörper für den Stromdurchgang genügend vorgewärmt worden ist. Es vergeht deshalb immer eine gewisse Zeit nach dem Einschalten, bis die Lampe leuchtet. Der Effektverbrauch variiert pro H.E. zwischen 1,8—1,5 Watt. Die Nernstlampe hat für Spannungen von 220 bis 250 Volt in Gleichstromnetzen sehr grosse Verbreitung gefunden, während sie sich in Wechselstromnetzen weniger bewährt hat. Ihre Lebensdauer ist 600 bis 800 Stunden.

Bedeutungsvoller als die Nernstlampe für die Ausbreitung der elektrischen Beleuchtung scheinen die Metallfaden-Glühlampen werden zu sollen. Hierzu werden Glühfäden aus den schwerstschmelzbaren Metallen der Platingruppe verwendet. Die bekanntesten sind bis heute die Osmiumlampe (erfunden von Auer von Welsbach), die Osramlampe und die Tantallampe. Bei der Osmiumlampe wird der Effektverbrauch etwa zu 1,5 Watt pro H.E. und die Lebensdauer zu 800 bis 1000 Stunden angegeben, während bei der Osramlampe und der Tantallampe der Effektverbrauch nur 1,1 Watt pro H.E. sein soll. Die Osmiumlampe wird zur Zeit für Spannungen bis zu 45 Volt, die beiden anderen genannten Lampen für Spannungen bis 110 Volt hergestellt. Ihre Lebensdauer beträgt 800 bis 1000 Benutzungsstunden und mehr. Während die Helligkeit der Kohlenfadenlampen nach etwa 600 Brennstunden bereits erheblich abnimmt, steigt dieselbe bei den Metallfadenlampen vom Beginn nach 200 bis 300 Stunden um etwa 5 bis 8% und sinkt oft erst nach 1000 Stunden auf den Anfangswert zurück. Auch der Stromverbrauch bleibt ziemlich konstant und die Empfindlichkeit der Lampen gegen Spannungsveränderungen ist geringer als bei Kohlenfadenlampen, infolgedessen es möglich sein wird, einen grösseren Spannungsabfall, von den Punkten konstanter Spannung an gerechnet, in den Verteilungsnetzen zuzulassen und dadurch dasselbe billiger zu gestalten als es bisher bei Kohlenfadenlampen (2%) üblich war. Die Metallfadenlampen werden heute allerdings nur für maximal 110 Volt in Massenfabrikation hergestellt und kosten noch etwa 3,— Mk. pro Stück, es ist aber anzunehmen, dass in nicht zu langer Zeit auch Lampen für 220 Volt ebenso wie die Kohlenfadenlampen auf den Markt gebracht werden und dass der Preis ganz erheblich zurückgehen wird.

II. Die Bogenlampe. Für grössere Lichtstärken waren bisher ausschliesslich die elektrischen Bogenlampen in Gebrauch, bei denen etwa 10% der zugeführten Energie in Licht umgesetzt werden. Bei den Bogenlampen älterer Konstruktion muss man Gleichstrom- und Wechselstrom-Bogenlampen unterscheiden.

Bei Gleichstrom-Bogenlampen beträgt die Spannung zwischen den Kohlenspitzen mindestens 40 Volt und nimmt je nach der Stromstärke zu. Bei grossen Lampen (40-Ampère-Lampen) werden Spannungen von 50 bis 52 Volt angewandt. In der Regel ist die Spannung 45 bis 46 Volt. Stets ist die obere Kohle bei Gleichstromlampen mit dem positiven Pol der Stromquelle, die untere mit dem negativen verbunden. Der Abstand der beiden Kohlen muss immer ein bestimmter, der Spannung genau entsprechender sein. Er bedarf deshalb der dauernden Regulierung, da die Kohlenenden abbrennen. Bei der oberen Kohle bildet sich bei Gleichstrom bald eine vertiefte Öffnung (Krater), bei der unteren bleibt die Spitze. Die obere Kohle verbrennt etwa noch einmal so schnell wie die untere, wenn beide Kohlenstifte gleiche Dicke haben. Deshalb macht man bei Gleichstromlampen die obere Kohle doppelt so dick. Die Temperatur an der positiven Kohle ist etwa 3500°, an der negativen 2500° C. Infolge der Kraterbildung an der oberen Kohle werden alle Lichtstrahlen der glühenden Kohle bei Gleichstrombogenlampen nach unten geworfen, und der Lichteffekt ist deshalb besonders nach unten verstärkt. Folgende Tabelle gibt einen Überblick über zusammengehörige Werte von Stromstärke, Klemmenspannung und Lichtbogenlänge (Kohlenabstand)[76]:

Stromstärke:	3	6	9	12	15	20	30	40	Ampère
Klemmenspannung:	41	43,5	44,8	46	47	48	50	52	Volt
Lichtbogenlänge:	—	1,9	2,8	3,5	3,9	4,7	5,4	6	mm

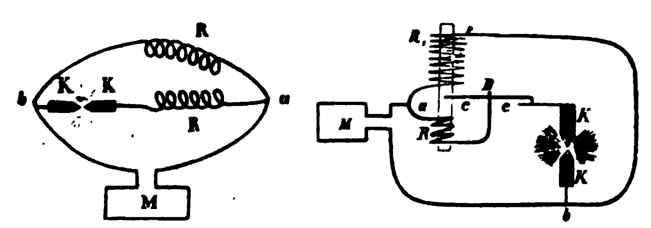
Wird der Kohlenabstand grösser, so wird die Stromstärke schwächer, also auch der Lichteffekt schwächer; und wenn der Kohlenabstand zu gross wird, erlischt die Lampe. Man unterscheidet Hauptstrom-, Nebenstrom- und Differenzial-Lampen. Bei allen wird die Regulierung des Kohlenabstandes durch Elektromagneten in einer Spule in Verbindung mit mechanischen Vorrichtungen (Federn,

[76]) L. Grätz, Die Elektrizität und ihre Anwendungen. Stuttgart 1903. S. 438.

Seile, Stangen und Zahnräder etc.) bewirkt. Nähern sich die Kohlenstifte, so wird der Widerstand kleiner, die Stromstärke also grösser, sodass die Elektromagneten in die Spulen gezogen werden und der Kohlenabstand durch entsprechende Übertragung vergrössert wird bis zwischen der Federspannung und der elektromagnetischen Spannung des Ankers Gleichgewicht herrscht, das ist, bis die normale Entfernung wieder hergestellt ist. Das Prinzip des elektromagnetischen Bewegungsantriebes ist fast bei allen Bogenlampen dasselbe, während die mechanischen Vorrichtungen zur Übertragung und Regulierung der Bewegung ausserordentlich verschieden sind.

Bei den Hauptstrom-Bogenlampen ist der Elektromagnet in den Hauptstrom eingeschaltet. Infolgedessen müsste eine Störung an einer Lampe, wenn mehrere hintereinander geschaltet werden, sich sofort auf die übrigen Lampen übertragen und beim Erlöschen einer Lampe müssten auch die übrigen erlöschen. Die Hauptstromlampe wird deshalb nur noch äusserst selten verwendet, und kommt nur noch vor, wenn es sich um Einzelbogenlampen handelt.

Abb. 466. Schema einer Differenzial-Bogenlampe
KK die Kohlen, RR_1 Drosselpulen mit Elektromagneten, M Maschine.



Häufigere Verwendung findet die Nebenschluss-Bogenlampe, bei welcher die elektromagnetische Regulierung in den Nebenschluss gelegt ist. Man verwendet sie besonders bei Parallelschaltung von Lampen, auch funktioniert sie noch ausreichend sicher bei zwei hintereinandergeschalteten Lampen. Sie reguliert auf konstante Spannung. Bei weitem am häufigsten ist aber die Differenzial-Bogenlampe, welche auf konstanten Widerstand reguliert (Abb. 466). Die regulierenden Elektromagneten sind sowohl in den Hauptstrom als auch in den Nebenschluss gelegt. Die Differenzial-Bogenlampen eignen sich besonders für Hintereinander-Schaltung von Bogenlampen, werden aber auch für Parallelschaltung viel verwendet. Da die Klemmenspannung einer Gleichstrom-Bogenlampe im Mittel 45 Volt ist, so muss man durch Drahtwiderstände die Differenz zwischen der Netzspannung und der Klemmenspannung der Bogenlampen vernichten, wenn man nur eine Lampe brennen will, sodass ein nicht unbeträchtlicher Teil des Effektes nutzlos verloren geht. Deshalb schaltet man meistens mehrere Bogenlampen hintereinander. Bei 110 Volt Netzspannung könnte man also zwei Bogenlampen hintereinander schalten und müsste ca. 18 bis 20 Volt vernichten. Handelt es sich um 12 Ampère-Lampen, so würden ca. 12 . 18 = 216 Watt in Draht-Widerständen aufgenommen werden müssen.

Man misst meistens nur den hemisphärischen Lichteffekt der Bogenlampen, d. h. den Lichteffekt auf die untere Hälfte einer um die Lichtquelle beschriebenen Kugel. Über das Verhältnis von Energieverbrauch und Lichteffekt von Gleichstrom-Bogenlampen gibt folgende Zahlentafel einige Auskunft.

Verhältnis von Stromstärke, Spannung, Lichtstärke und Energieverbrauch bei Gleichstrom-Bogenlampen.

Stromstärke in Ampère	Spannung in Volt	Hemisph. Lichtstärke H E.	Energieverbrauch in Watt pro H.E.
5—6	40	320	0,75
8	41	515	0,62
10	42	700	0,60
12	43	920	0,55
Grössere Stromstärken	45—50	—	0,50

Bei Wechselstrom-Bogenlampen ist die Klemmenspannung meistens etwa 30 Volt. Da sich die Stromrichtung fortwährend ändert, so brennen die beiden Kohlen gleichmässig ab und es bilden sich an beiden Kohlenenden kleine Krater. Die Temperatur des Wechselstrom-Lichtbogens ist an beiden Kohlenenden dieselbe und schwankt etwa zwischen 3750° und 4200° C. Die Folge der doppelten Kraterbildung ist aber, dass die Hälfte des Gesamtlichteffektes nach oben geworfen wird, und deshalb ist der hemisphärische Nutz-

effekt einer Wechselstrom-Bogenlampe um etwa 30% schlechter als derjenige einer Gleichstrom-Bogenlampe. Man verbessert den Effekt, indem man über dem Lichtbogen einen Reflektor anbringt, welcher die Strahlen nach unten wirft. Aber die Reflektoren vermögen doch nur einen Teil des von der Kohle nach oben geworfenen Lichtes nach unten zurückzuwerfen.

Die Regulierung der Kohlenentfernung erfolgt nach demselben Prinzip wie bei Gleichstrom-Bogenlampen, da die Wirkungen auf den Elektromotor dieselben sind, gleichgültig, ob die Stromrichtung in den Regulierungsspulen sich ändert oder dieselbe bleibt. Es werden die Elektromagneten nur nicht aus einem Stück gemacht, sondern aus unterteilten Eisenstücken mit Papierzwischenlagen, um die Foucaultschen Ströme zu verhindern. Auch bei den Wechselstrom-Bogenlampen stehen natürlich Stromstärke, Spannung und Lichtbogenlänge in einer bestimmten Beziehung.

Hierüber gibt für Wechselstrom-Bogenlampen die nachstehende Zahlentafel einen Überblick.

Stromstärke	6	10	16	20	30	Ampère
Spannung	27	28	29	30	32	Volt
Lichtbogenlänge	1,5	1,7	2	2,3	2,5	mm

Allerdings schwanken diese Beziehungen je nach der Art des Wechselstroms.

Die Differenz zwischen der Klemmenspannung einer Wechselstrom-Bogenlampe und der Netzspannung muss bei Einzelbogenlampen durch besondere Apparate aufgenommen werden. Bei Einzelbogenlampen ist es am wirtschaftlichsten, einen kleinen Transformator zu verwenden, durch welchen die Spannung herabtransformiert wird. Bei mehreren hintereinandergeschalteten Lampen wird die verbleibende Spannungsdifferenz mit der Netzspannung durch Drosselspulen aufgenommen. Eine Drosselspule besteht aus einem Elektromagnet mit kleinem Ohmschen Widerstand der Bewickelung. Durch den Eisenkern wird die Selbstinduktion der Bewickelung sehr gross gemacht, sodass in ihr sehr starke elektromotorische Gegenkräfte (Reaktanz) entstehen, welche den scheinbaren Widerstand vergrössern und die Spannung verringern. Da aber die Phasenverschiebung zwischen Reaktanz und Strom 90° beträgt, d. h. da die Reaktanz ihre Amplitude hat, wenn die Phase des Betriebsstroms durch 0 geht, so kostet der Induktionsverlust in der Drosselspule selbst keine Kohlen- oder Wasserkraft, vielmehr entsteht der wirkliche Effektverlust in der Drosselspule nur durch den Verlust an Joulescher Wärme und durch die Hysteresis des Eisenkerns. Beide Energieverluste sind viel geringer, als wenn der Spannungsverlust durch Drahtwiderstände bewirkt würde. Kleinere Wechselstrombogenlampen bis zu 8 Ampère haben einen verhältnismässig schlechten Lichteffekt. Der Energieverbrauch einer 8 Ampère-Bogenlampe beträgt ca. 1 Watt pro H.E., also ungefähr ebensoviel wie die neusten und besten Metallfaden-Glühlampen. Bei grösseren Stromstärken wird der Effekt aber günstiger wie nachstehende Zahlentafel zeigt:

Verhältnis von Stromstärke, Spannung, Lichtstärke und Energieverbrauch bei Reflektor-Wechselstrom-Bogenlampen.

Stromstärke in Ampère	Spannung in Volt	Hemisph. Lichtstärke in H.E.	Energieverbrauch in Watt pro H.E.
12	29	360	0,96
16	29	530	0,88
20	30	730	0,82
25	30	970	0,77
30	30	1360	0,67

Durch die Einschaltung der Drosselspule bei Wechselstrombogenlampen wird die Belastung des Netzes durch letztere eine induktive, und Stromstärke und Spannung erleiden daher eine Phasenverschiebung (S. 1072), weshalb die Leistung in Watt im Gegensatz zu der induktionsfreien Glühlichtbeleuchtung nicht durch das Produkt E.J, sondern durch $E.J.\cos\varphi$ ausgedrückt wird. φ bedeutet den Winkel der Phasenverschiebung, und der Leistungsfaktor $\cos\varphi$ wird bei Wechselstrombogenlampen im allgemeinen zu 0,85 angenommen.

Die Brenndauer einer Bogenlampe hängt natürlich von der Länge und Dicke der Kohlenstifte ab. Sie schwankt im allgemeinen zwischen 5 und 20 Stunden. Man rechnet durchschnittlich, dass in einer Stunde 20 mm abbrennen. Die Länge der Kohlenstifte schwankt zwischen 200 mm bei kleinen Lampen und 500 mm bei grossen Lampen. Die Dicke des Kohlenstiftes richtet sich nach der Stromstärke.

Um die Brenndauer der Bogenlampen zu vergrössern, hat man die sogenannten Dauerbrand-Lampen mit Brenndauer von 120 bis 160 Stunden konstruiert und an den Markt gebracht, bei welchen der Lichtbogen durch eine dichtschliessende Glocke ganz von der Luft abgeschlossen ist. Der hemisphärische Lichteffekt dieser Lampe ist aber erheblich geringer.

Besondere Beachtung finden neuerdings die sogenannten Effekt- oder Intensivlampen, bei denen Kohlen verwendet werden, denen etwa 5% Fluor, Strontium und Barium-Salze oder ähnliche Stoffe zugemischt sind. Hierdurch wird der Lichteffekt sehr erhöht, aber auch die Schlackenbildung sehr begünstigt und säurehaltige Dämpfe erzeugt, sodass die Lampen für Innenbeleuchtung noch nicht in Betracht kommen. Sehr bekannt sind die Bremerschen Intensiv-Bogenlampen geworden. Bei denselben stehen die Kohlenstifte in spitzem Winkel nebeneinander, sodass der gesamte Lichteffekt nach unten wirkt. Das Licht ist gelblich, die Klemmenspannung beträgt 45—47 Volt und zwar gleichmässig für Wechsel- und Gleichstrom-Bogenlampen. Auch ist bei Verwendung beider Stromarten die hemisphärische Lichtausbeute gleich, da die Kraterbildung hierbei keine Rolle mehr spielt. In neuster Zeit ist es gelungen, Kohlenstifte für Intensiv-Bogenlampen zu erzeugen, welche bei nur wenig vermindeter Lichtausbeute ein annähernd weisses, wohltuendes und warm wirkendes Licht geben.

Man kann mit solchen Bogenlampen, welche auch Flammenbogenlampen genannt werden, bei nur 4 Ampère Stromstärke hemisphärische Lichteffekte von 500 H.E. erzielen. Bei grösseren Lichtstärken (5000 H.E.) wird ein Energie-Verbrauch von 0,33—0,43 Watt pro H.E. angegeben.

Dem Bedürfnis nach Bogenlampen mit kleineren Lichtstärken für Innen- und Aussenbeleuchtung hat die Industrie in zahlreichen besonderen Konstruktionen entsprochen.

G. Klingenberg[77]) äussert sich zu diesem Punkte in einem „Die Zukunft der elektrischen Beleuchtung" betitelten Aufsatze wie folgt:

> „In den letzten Jahren hat die Bogenlampentechnik eine Reihe von Lampenkonstruktionen für kleine Stromstärken hervorgebracht. Den Anfang hat die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft mit ihrer auf den Namen des Erfinders getauften „Rignon-Lampe" gemacht. Andere Firmen folgten mit Typen, deren Namen schon die Kleinheit bezeichnen sollten wie Lilliput-, Mignon-, Baby-Lampe usw. Diese Lampen waren meist für eine Stromstärke von 2 Ampère bestimmt und erforderten eine Betriebsspannung von ca. 110 Volt. Ursprünglich wurden nur Lampen für Gleichstrom gebaut, späterhin auch solche für Wechselstrom. Alle basierten auf dem Prinzip der „beschränkten Luftzufuhr", wodurch gegenüber eigentlichen Dauerbrand-Lampen eine bessere Lichtausbeute und Ruhe des Lichtes gewährleistet wird, allerdings mit verminderter Brenndauer; letztere betrug bei den meisten der neuen Lampen zwischen 12 und 20 Stunden. Die Lampen bürgerten sich rasch ein und wurden für Innenbeleuchtung von Wohn- und Arbeitsräumen, Schaufenstern und Schaukästen, Beleuchtung von Bahnsteigen, ja selbst für Strassenbeleuchtung kleinerer Städte in ziemlich grossem Umfange angewandt. Was leistet nun eine solche Lampe? Eine Gleichstromlampe dieser Type verbraucht bei 110 Volt Netzspannung 2 Ampère und gibt eine Lichtstärke von ungefähr 200 H.K. Ihr Energiebedarf ist also 1,1 Watt pro Kerze. Wechselstromlampen von 2 Ampère haben zu ungünstigen Verbrauch; selbst die 3,5 Ampère-Lampe gibt nur eine mittlere hemisphärische Lichtstärke von etwa 100 bis 120 H.K., der spezifische Energiebedarf beträgt also 3 bis 4 Watt pro Kerze. Sogar die Gleichstrom-Bogenlampe ist also weniger ökonomisch als die Metallfadenlampe, die Wechselstromlampe ist ihr noch wesentlich unterlegen. Wenn man ferner berücksichtigt, dass Metallfadenlampen ganz bequem in Einheiten von 100 H.K. hergestellt werden können, also als Lichtquellen fast dieselbe Grössenordnung haben wie die kleinsten Bogenlampen, dass letztere Wartung und Bedienung erfordern und Kohlenstifte verbrauchen, ferner einen subtilen Mechanismus besitzen, welcher bekanntlich ein sehr wunder Punkt aller dieser Konstruktionen ist, so kann man mit Sicherheit voraussehen, dass mit der weiteren Ausbildung der Metallfadenlampe diese kleinsten Bogenlampen-Konstruktionen vollkommen verschwinden

---

[77]) Elektrot. Zeitschr. 1907. S. 805 u. ff.

müssen. Als unterste Grenze dürfte sich die Herstellung möglichst sparsamer Lampen mit einer Lichtstärke von 500 H.K. ergeben, wie sie neuerdings durch die Spar-Bogenlampe für Gleichstrom, 4 Amp. verwirklicht sind. Das Gebiet unterhalb dieser Grenze wird an die Metallfadenlampe abgetreten werden müssen."

Man könnte nun die Befürchtung haben, dass durch die Verringerung des Wattverbrauches für eine bestimmte Helligkeit bei den neueren Beleuchtungskörpern eine erhebliche Abnahme des Stromverbrauchs der Elektrizitätswerke eintreten könnte, und dass infolgedessen die im Kap. I, § 5, S. 323—336 gemachten Angaben über den Kraftbedarf für die Zukunft nicht mehr zuträfen. Voraussichtlich wird aber das Gegenteil der Fall sein, denn es ist zu beachten, dass bei einem einzelnen Konsumenten in der Regel nicht eine bestimmte Helligkeit, sondern eine bestimmte Anzahl Lampen gebraucht wird und dass besonders die langfristige Beleuchtung, welche heute noch meistens durch Gas bewirkt wird, wegen der Verbilligung der Beleuchtung gleichfalls der Elektrizität zufallen dürfte. Ebenso werden viele Konsumenten zutreten, die früher wegen des hohen Preises für elektrische Beleuchtung nicht zu gewinnen waren. Es ist bekannt, dass bisher das elektrische Licht, wenn man die Kosten einer Kerzenstunde miteinander vergleicht, sich meistens teurer stellt als Gasbeleuchtung, aber wie wenig dieser Gesichtspunkt allein ausschlaggebend gewesen ist, beweist die ausserordentliche Verbreitung, welche in der Schwachlichtbeleuchtung die elektrische Glühlampe gefunden hat. Die bequemere Fernzündbarkeit, die angenehme Farbe, die leichtere Beweglichkeit, die geringe Wärmeausstrahlung, die Erzielung schönerer Effekte, die Möglichkeit der Aufteilung in kleinere Kerzenstärken, die bessere Ausnützung des Lichtes durch Anbringung unter beliebigem Winkel, die Möglichkeit aus derselben Installation Strom für andere Zwecke (Heizung, Motoren, Ventilatoren) entnehmen zu können, die grössere Sicherheit sind Vorteile, welche bisher das Gaslicht trotz aller Verbesserungen nicht erzielen konnte.

III. Die zur Arbeitsleistung durch elektrische Energie verwendeten Elektromotoren sind zu unterscheiden in: a) Gleichstrommotoren, b) asynchrone Wechselstrommotoren, c) synchrone Wechselstrommotoren.

a) Gleichstrom-Motoren. Während bei Stromerzeugern mechanische in elektrische Energie verwandelt wird, geschieht das Umgekehrte beim Motor. Bei den Gleichstrom-Elektromotoren ist ein Unterschied mit den Stromerzeugern prinzipiell nicht vorhanden. Man unterscheidet auch hier Nebenschlussmotoren, Hauptstrommotoren und Motoren mit gemischter Schaltung (vergl. S. 1035).

b) Asynchrone Wechselstrommotoren. Unter den Wechselstrommotoren sind für die Kraftverteilung die Drehstrommotoren die bei weitem häufigsten, weil sie ein starkes Drehfeld erzeugen, infolgedessen sicher unter Last anlaufen und weil ihre Konstruktion am einfachsten sein kann.

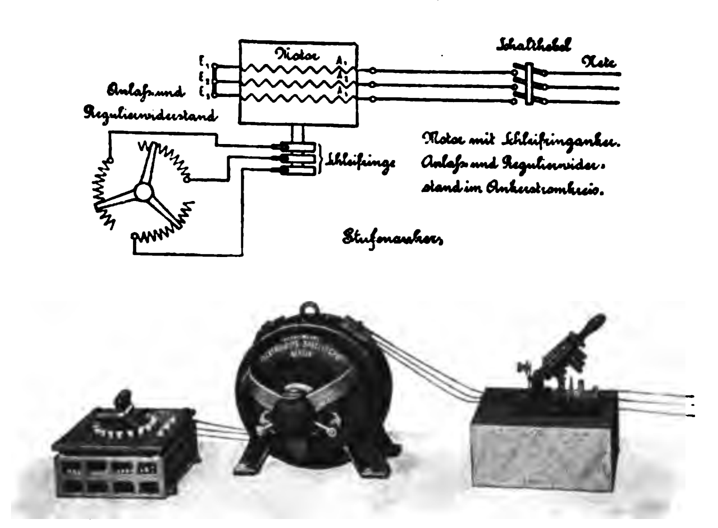
Die asynchronen Dreiphasen-Wechselstrom-Motoren sind von einer besonderen Einfachheit. Wenn man den Drehstrom des äusseren Stromkreises in entsprechend gewickelte Spulen des Magnetfeldes eines Drehstrommotors einführt, so entsteht im Innern des Ringes ein magnetisches Drehfeld; und wenn man in diesen Magnetring einen drehbaren Eisenkern hineinschöbe, so müsste sich derselbe infolge der fortwährenden Veränderung der Pole drehen. Meistens wird ein spulenbewickelter Ring oder Trommelanker verwendet, der in sich kurz geschlossen ist und an sich weder Kommutator noch Schleifringe gebrauchte. Solche Motore mit Kurzschlussanker sind die denkbar einfachsten Maschinen. Die Ströme im Anker werden also nur durch Induktion erzeugt und nicht von aussen zugeleitet, und man bezeichnet deshalb diese Motore auch allgemein als Induktionsmotoren. Infolge der Selbstinduktion bleibt die Phase der Spannung zurück, und es bilden deshalb asynchrone Motoren eine induktive Belastung des äusseren Stromkreises, sodass die Leistung $J.E.\cos\varphi$ wird. Beim Anlaufen, wenn der Motor noch still steht, wird aber eine sehr grosse Stromstärke verbraucht, teils deswegen, weil der Ohmsche Widerstand und die Selbstinduktion der festen Wicklung klein sind, teils deswegen, weil der Strom sofort in den Ankerwicklungen die starken Induktionsströme erzeugt [78]). Zur

[78]) L. Grätz, Die Elektrizität und ihre Anwendungen. 1903. S. 479.

Verminderung der Stromstärke beim Anlaufen, ohne die Zugkraft des Motors zu stören, schaltet man in die Ankerwickelung einen Widerstand ein. Um das aber praktisch ausführen zu können, muss man die Ankerwicklung zu Schleifringen führen, welche auf der Achse befestigt werden. Auf diesen Schleifringen lässt man Bürsten schleifen, welche durch Stufenschaltung mit Widerständen in Verbindung gesetzt werden können (Abb. 467). Man kann dasselbe aber auch dadurch erreichen, dass man zunächst beim Anlassen die einzelnen Drähte des Ankers, die ja induziert werden, gegen einander schaltet, sodass der gesamte Strom in dem Anker gering ist. Ein solcher Motor läuft mit Kraft an; sobald er eine gewisse Geschwindigkeit erreicht hat, werden selbsttätig die Ankerwickelungen wieder normal geschaltet.

b) Die Synchron-Motoren. Die sogenannten synchronen Motoren sind identisch mit den Wechselstromerzeugern (S. 1036 u. ff). Sie erfordern wie diese eine besondere Gleichstromerregung. Ihre Umdrehungszahl ist bei gegebener Polzahl von der Periodenzahl des zugeführten Wechselstroms abhängig. Hat der synchrone Motor P Pole und ist die Periodenzahl des eingeleiteten Wechselstroms pro Sekunde = p, so ist die einzig mögliche Umlaufzahl pro Minute $n = \frac{120\,p}{P}$. Diese Umlaufzahl hält der Motor unbedingt bei allen Belastungen ein. Überlastet man den Motor stark, so läuft er auch dann nicht langsamer, sondern fällt plötzlich aus dem Gang und bleibt stehen. Durch die Erregung des Feldmagneten hat man es in der Hand, die Phasenverschiebung zwischen Strom und Spannung aufzuheben, sodass synchrone Motore als induktionsfrei gelten. Umgekehrt wie bei den Stromerzeugern wirkt beim synchronen Motor ein die Ankerspulen durchfliessender Strom, welcher der Spannung zeitlich vorläuft, endmagnetisierend auf das Feld-Magnet-System.

Abb. 467. Schema und Ansicht eines asynchronen Drehstrommotors mit Anlasswiderstand.



Da es mit Hilfe der Gleichstromerregung erzielt wird, dass Strom und Spannung in Phase bleiben, bedarf ein synchroner Motor daher der Bedienung, während man einen asynchronen Motor, nachdem er einmal angelaufen ist, ohne Wartung lassen kann. Der synchrone Motor kann sowohl für gewöhnlichen Wechselstrom (Einphasen-Strom) als auch für Mehrphasen-Strom gebaut werden.

D. Für die Spannung im Verteilungsnetz kommen für den Fall, dass aus ein und demselben Netz gleichzeitig Strom für Licht und Kraft verteilt werden soll, im wesentlichen nur zwei Spannungsstufen in Frage, nämlich 110 bis 125 Volt oder 220 bis 250 Volt. Ein Verteilungsnetz mit 220 Volt wird im allgemeinen nur 1/4 so teuer wie das mit 110 Volt, und man hat deshalb in Europa im Gegensatz zur amerikanischen Praxis in den letzten 10 Jahren besonders bei Gleichstromanlagen einer Konsumspannung von 220 Volt den Vorzug gegeben. Wenngleich der Stromverbrauch sowohl wie die Lebensdauer der Kohlen- und Metallfaden-Lampen bei 220 Volt um 15—20% schlechter sind als bei 110 Volt, so wird doch durch die Ersparnis an Verzinsung und Amortisation der Netze die Möglichkeit gegeben, diesen Verlust durch billige Strompreise auszugleichen. Nach der Statistik der Deutschen Elektrizitätswerke hatten bis 1902 von 473 Werken, darunter allerdings viele kleine, 346 eine Betriebsspannung von 110 Volt und 127 eine solche von 220 Volt, darunter hatten 243 Werke

Dreileitersysteme mit **2 × 110** Volt und 57 mit **2 × 220** Volt, sodass auf 1/3 der Werke Zweileitersysteme entfielen [79]).

Nach der Statistik der Elektrizitätswerke [80]) für 1906 hatten von 1295 Werken **520** Werke mit 161193 KW **110** Volt, **491** Werke mit 113425 KW **220** Volt und **284** Werke mit 334504 KW (darunter Berlin) gemischte Netze, d. h. solche mit 110 Volt und solche mit 220 Volt oder Netze mit einer von den beiden Spannungen und einer noch höheren Spannung oder nur Netze mit einer noch höheren Spannung. Während sich also nach Hoppe für **1902**, der Anzahl nach, das Verhältnis der Netze mit **110 Volt** zu denen mit **220 Volt** noch wie **2,72 : 1** stellte, verschob sich das Verhältnis zu gunsten der Netze mit 220 Volt bis 1906 schon bis auf **1,06 : 1.**

Mit Rücksicht darauf, dass die Massenfabrikation der Metallfadenlampen bisher nur für 110 Volt-Lampen erfolgt und dass nach den eignen Angaben der Fabrikanten die 220 Volt-Metallfadenlampen jedenfalls um 15—20% mehr Strom verbrauchen und ausserdem eine kürzere Lebensdauer haben werden, ferner mit Rücksicht darauf, dass für alle Bogenlampen wegen der niedrigen Spannung, mit welcher sie brennen, eine niedrigere Netzspannung an sich vorteilhaft ist, weil weniger Lampen hintereinander geschaltet zu werden brauchen, beziehungsweise weniger Spannung in den Widerständen oder Drosselspulen abgedrosselt zu werden braucht, hat sich neuerdings die Zahl der Befürworter einer Spannung von 2 × 110 bis 125 Volt bezw. 3 × 110 bis 125 Volt für Netze mit überwiegender Lichtlieferung vermehrt. In dieser Beziehung sei z. B. auf die Abhandlung von E. Wikander, betitelt „Die Wahl der Verbrauchsspannung für neu anzulegende Elektrizitätswerke“ [81]), verwiesen.

Indessen bei der ausserordentlichen Ersparnis an Anlagekosten bei Wahl der höheren Spannung wird immer zu überlegen bleiben, ob nicht die grösseren wirtschaftlichen Vorteile dennoch auf Seiten der letzteren liegen.

Bei einer wirtschaftlichen Rechnung wird besonders die vorauszusetzende Brenndauer und der erzielbare Strompreis von ausschlaggebender Bedeutung sein. Je kleiner die voraussichtliche durchschnittliche Brenndauer und je niedriger der erzielbare Preis wird, um so mehr wird sich die Entscheidung zu gunsten der höheren Spannung neigen.

G. Klingenberg äussert sich in der oben zitierten Abhandlung wie folgt:

„Man wird also gegebenenfalls zu überlegen haben, ob durch die niedrigeren Stromerzeugungskosten und durch den zu erwartenden grösseren Anschluss die Nachteile der schlechteren Ökonomie der Lampen aufgehoben werden können.

Liegen die Verhältnisse bei den Metallfadenlampen ähnlich wie bei den Kohlenfaden-Glühlampen, so zeigen von mir angestellte Rechnungen, dass die Verbilligung der Erzeugungskosten des Stromes grösser ist als die Verschlechterung der Ökonomie der Lampen, und ich bin deshalb abweichend von vorstehend [82]) wiedergegebener Ansicht der Meinung, dass auch neue Anlagen mit 2 × 220 Volt projektiert werden sollten.

Bei Drehstrom-Anlagen bringt das Vierleitersystem, das sich mehr und mehr einbürgert, gegenüber dem Dreileitersystem schon so wesentliche Vorteile, dass hierbei die Frage der Erhöhung der Spannung keine so wesentliche Rolle spielt; ich glaube daher, dass

---

79) Fritz Hoppe, Was lehren die Statistiken der Elektrizitätswerke. Darmstadt-Leipzig. 1903. S. 110.

80) Elektr. Zeitschr. 1907. S. 363—417. In der Gruppe mit 110 Volt sind alle Werke mit 110 bis 125 Volt, mit 2 × 110 bezw. 2 × 125 Volt und mit Mehrleitersystemen dieser Spannung gezählt; in demselben Sinne sind die Zahlen für 220 Volt zu verstehen und zur dritten Gruppe sind alle Werke gezählt, welche gemischte Netze mit beiden vorgenannten Spannungen oder noch höhere Spannungen haben.

81) Elektr. Zeitschr. 1905. S. 947.

82) Das Wort „vorstehend“ bezieht sich auf die Klingenbergsche Abhandlung selbst.

man Drehstromanlagen mit 3 × 120 Volt in Sternschaltung mit neutralem Leiter ausführen sollte, umsomehr als es keine Schwierigkeiten macht, in neu hinzukommenden Bezirken gegebenenfalls später einen Wechsel der Konsumspannung eintreten zu lassen."

Für reine Kraftnetze wird stets die höhere Spannung den Vorzug verdienen und bei Wechselstrom werden nicht selten die Kraftverteilungsnetze mit Spannungen im Zweileitersystem von 1000 Volt oder im Dreileitersystem mit 2 × 500 Volt betrieben.

Bei den Netzen, welche zugleich für Licht und Kraft dienen sollen, wird gleichfalls nur eine sorgfältige wirtschaftliche Rechnung die Entscheidung herbeiführen können. ob die niedrige oder die höhere Spannung die grössten Vorteile bietet.

Literaturangaben zu § 7, Fernleitungen.

Mershon, Die wirtschaftliche Grenze der elektrischen Kraftübertragung. Transactions of the American Institute of Electrical Engineers. Dec. 1904. — Auszugsweise mitgeteilt. Elektr. Zeitschr. 1905. S. 169.

Heinke, Handb. d. Elektrotechnik. Bd. 12. Telegraphie und Telephonie.

Grawinkel und Strecker, Hilfsbuch für Elektrotechnik.

Steinmetz, Theorie und Berechnung der Wechselstromerscheinungen 1900.

E. Arnold, Die Wechselstromtechnik. Karlsruhe. In 5 Bänden.

L. Grätz, Die Elektrizität und ihre Anwendungen. Zehnte Auflage. 1903.

A. Wengler, Elektrizität und Recht im Deutschen Reiche. Leipzig 1900.

Prof. F. Meili, Die elektrischen Stark- und Schwachstromanlagen und die Gesetzgebung. Zürich 1899.

A. Pfloghart, Die Elektrizität als Rechtsobjekt. Strassburg 1901.

Prof. U. Pipia, L'Elettricità nel Diritto. Mailand 1900.

H. Galluser und M. Hausmann, Theorie und Berechnung von elektrischen Leitungen. Berlin 1904.

Jos. Herzog und Clarence Feldmann, Die Berechnung elektrischer Leitungsnetze in Theorie und Praxis. Berlin 1903 u. 1905.

Karl Fred. Holmboe, Berechnung und Ausführung von Hochspannungs-Fernleitungen. Berlin 1905.

W. Startsmann, Theory and Calculation af Alt Curr. Transmission Lines. El. Review Dec. 1901 und Kennelly El. World Vol. XXXI.

Robert M. Friese (unter Mitwirkung von O. Arke, A. Gobanz, C. Leichtenschlag, O. Otto, R. Skutsch, E. Stechern, H. Wallem), Das Porzellan als Isolier- und Konstruktionsmaterial in der Elektrotechnik. Porzellanfabrik Hermsdorf-Klosterlausnitz S. A. 1904.

Dr. Gustav Benischke, Die Schutzvorrichtungen der Starkstromtechnik gegen atmosphärische Entladungen.

Dr. A. v. Waltenhofen, Über Blitzableiter. 1890.

Neesen, Die Sicherungen von Schwach- und Starkstromanlagen gegen die Gefahren der atmosphärischen Elektrizität.

G. Nicolaus, Über den Durchhang von Fernleitungen. Elektr. Zeitschr. 1907. S. 896 u. ff.

M. A. Blondel, Calcul rapide des conducteurs aériens au moyen d'un abaque unique. Compte rendu de la Congrès de la Houille Blanche. Grenoble 1902. Vol. I.

R. V. Picou, Canalisations électriques, lignes aériennes industrielles (Encyclopédie Léauté-)Gauthier-Villars, Masson, Paris.

E. Piérard, La pose des lignes en bronze, en cuivre et aluminium. Abaques générales des tensions et des flèches. 1904. Vve Dunod. Paris.

§ 8. Die Tarife der Wasserkraftanlagen.

1. Allgemeines.
2. Die Tarife für den elektrischen Strom.
   a) Pauschaltarife
      α) für Licht,
      β) für Kraft.
   b) Zählertarife.
      γ) Zählertarife mit Grundtaxe oder Mindestgebühr und mit Geld- und Benutzungsdauer-Rabatten.
      δ) desgl. ohne Mindestgebühr oder Grundtaxe,
      ε) Doppeltarife mit Erhöhung des Preises für gewisse Stunden,
      η) Tarife mit Höchstverbrauchszählern (Wrightsche und Wilkanssche Tarife).
   c) Bedingungen für die Herstellung elektrischer Anschlüsse und Anlagen.

1. Allgemeines. Der wirtschaftliche Erfolg einer Wasserkraftanlage hängt in oft ausschlaggebender Weise von einem richtig gewählten Tarif für den Verkauf der erzeugten Kraft ab. Deshalb muss der leitende Ingenieur dieser Frage seine volle Aufmerksamkeit zuwenden und erst nach gründlicher Klarstellung aller einschlägigen Verhältnisse die Entscheidung herbeiführen.

Für die Bestimmung des Verkaufspreises der gewonnenen Energie sind massgebend:

1. Die direkten und indirekten Erzeugungskosten der Energie mittelst der beabsichtigten Wasserkraftanlage in ihrer Abhängigkeit von der Jahres- und Tageszeit und der jährlichen und täglichen Benutzungsdauer.

2. Der Vergleich mit den Erzeugungs- beziehungsweise Lieferungskosten der Kraft, sei es durch konkurrierende Wasserkräfte, sei es durch Kraftwerke mit Wärmekraftmaschinen.

3. Die Grösse des vorhandenen Bedarfes an Energie und der Grad der Entwickelungsfähigkeit des Bedarfes in einem gewissen, der Grösse der Anlage entsprechenden Aktionskreise um die Wasserkraft herum im Vergleich zu der verfügbaren Wasserkraft. Die Grösse des Bedarfs und ihre Entwickelungsfähigkeit sind wiederum nicht allein als ganzes, sondern in ihrer Abhängigkeit von der Jahres- und Tageszeit und der jährlichen und täglichen Benutzungsdauer zu betrachten.

Wie in Kap. I, § 5, S. 266 u. ff. gezeigt wurde, hängen die indirekten Betriebskosten von der Grösse des Anlagekapitals ab und stellen die in Prozenten desselben auszudrückenden Kosten für Verzinsung, Tilgung und Erneuerung der Anlage dar. Während die Verzinsung und auch die Tilgung bei gegebener Konzessionsdauer von der jährlichen und täglichen Benutzungsdauer des Werkes unabhängig sind, hängt die Quote der Erneuerung in gewissem Grade von der Benutzungsdauer ab.

Die direkten Betriebskosten entstehen aus der Unterhaltung und der Bedienung der Anlage, sowie aus der allgemeinen Verwaltung (S. 268).

Nach den Tabellen XI bis XIII, S. 272—275 betragen unter Voraussetzung der dort zugrunde gelegten Anlagekosten: Tabelle I.

Tabelle I.

Die indirekten und direkten Betriebskosten in ihrer Abhängigkeit von

1 Bezeichnung der Anlage	2 Gesamtanlagekosten einschl. Fernleitung pro PSe der im Krafthause aufgestellten Leistung in Mk.	3 Die indirekten Betriebskosten im Ganzen und in % der Gesamtbetriebskosten bei					
		3000		7200		8520	
		Betriebsstunden jährlich					
		im Ganzen in Mk.	%	im Ganzen in Mk.	%	im Ganzen in Mk.	%
a) Bei einer Wasserkraftanlage von 200 PSe Leistung und mit 3 × 100 PSe aufgestellten Einheiten, also 1/3 Reserve	1383,2	16 908,3	64,9	18 201,3	52,6	18 744,3	49,6
b) Bei einer Anlage von 600 PSe Leistung und mit 3 × 300 PSe aufgestellten Einheiten, also 1/3 Reserve	1004,6	36 004,1	71,6	38 056,1	60,1	38 893,1	57,1
c) Bei einer Anlage von 2000 PSe Leistung und mit 3 × 1000 PSe aufgestellten Einheiten, also 1/3 Reserve	736,7	88 787,9	77,4	93 561,4	68,1	95 483,4	65,4

Hieraus geht hervor:

1. Die starke Abhängigkeit der Erzeugungkosten von den Anlagekosten pro Einheit und von der Betriebsdauer im allgemeinen;

2. dass die indirekten Betriebskosten, deren Jahresbeträge nur unwesentlich (wegen der Rücklagen für Erneuerung) von der Betriebsdauer abhängen, pro Einheit der Leistung (PSe-Stunde oder KW-Stunde) berechnet, stärker durch die Länge der Betriebsdauer als durch die Anlagekosten pro Einheit beeinflusst werden;

3. dass dagegen die direkten Betriebskosten (vergl. ad 4, Tab. I), deren Jahresbeträge nur dann wesentlich von der Betriebsdauer beeinflusst werden, wenn ein Schichtwechsel nötig wird, pro PSe-Stunde oder KW-Stunde berechnet, in stärkerem Masse von den Anlagekosten pro Einheit als von der Betriebsdauer abhängen.

Aus den Tabellen XIX bis XXIX (S. 296—317) ist die Abhängigkeit der Erzeugungskosten bei Wärmekraftmaschinen von der Betriebsdauer und von der Grösse der Anlage und aus den Tabellen XXX und XXXI (S. 318—321) dieselbe Abhängigkeit bei gemischtem Betrieb von Wasserkraft und Wärmekraft erkennbar. In nachstehender Tabelle II ist die Zunahme der Betriebskosten pro PSe-Stunde bei kleinerer Betriebsdauer als 3000 Stunden noch weiter zur Anschauung gebracht[1]).

[1]) Die Betriebskosten sind nach Tabelle XI, S. 272/73 so berechnet, dass angenommen wurde, die indirekten Betriebskosten blieben dem Jahresbetrage nach und die direkten Betriebskosten dem Einheitssatze nach, unabhängig von der Betriebsdauer, dieselben, was allerdings nur angenähert zutrifft, für die Veranschaulichung, welche die Tabelle bezweckt, aber genau genug ist. Es ist hierbei zu erwägen, dass sich die Löhne bei einer Betriebsdauer von weniger als 3000 Stunden im Jahre nicht sehr wesentlich verringern lassen.

Tabelle I.

der Betriebsdauer und in ihrem Verhältnis zu den Gesamtbetriebskosten.

4 Die direkten Betriebskosten (ohne die Kosten der allgemeinen Verwaltung) im Ganzen und pro elektrische PS_e-Stunde in Pfg. bei						5 Die Gesamtbetriebskosten (wie ad 4 ohne die Kosten der allgemeinen Verwaltung) am Ende der Fernleitung pro elektrische PSe-Stunde .bei		
3000		7200		8520		3000	7200	8520
Betriebsstunden jährlich						Betriebsstunden jährlich		
im Ganzen in Mk.	pro PS_e-St. in Pfg.	im Ganzen in Mk.	pro PS_e-St. in Pfg.	im Ganzen in Mk.	pro PS_e-St. in Pfg.	Pfg.	Pfg.	Pfg.
9 115,0	1,77	16 359,0	1,32	19 019,4	1,30	5,07	2,80	2,59
14 222,5	0,92	25 168,5	0,68	29 147,6	0,67	3,28	1,72	1,56
25 840,0	0,55	43 692,5	0,38	50 508,0	0,37	2,42	1,21	1,08

Tabelle II.

Grösse der Wasserkraft-Anlage	Länge der Fernleitung in km	Verlust in der Fernleitung v. H.	Kosten der PS_e-Stunde (ohne die Kosten der allgemeinen Verwaltung) am Ende der Fernleitung bei							
			3000 in Pfg.	2000 in Pfg.	1000 in Pfg.	500 in Pfg.	300 in Pfg.	200 in Pfg.	100 in Pfg.	Betriebsstunden
200 PS_e, aufgestellt 3 × 100 PS_e, also 1/3 Reserve	5	5,0	5,07	6,71	11,67	21,67	34,77	51,17	100,77	
600 PS_e, aufgestellt 3 × 300 PS_e, also 1/3 Reserve	10	5,5	3,28	4.45	7,97	15,02	24,52	45,42	71,42	
2000 PS_e, aufgestellt 3 × 1000 PS_e, also 1/3 Reserve	20	10,6 einschl. der Verluste in den Transformatoren am Ende der Fernleitung	2,42	3,35	6,19	11,83	19,25	28,55	62,45	

Mit solchen zahlenmässigen Erwägungen vor Augen erkennt man schon deutlich, dass in der Tariffrage nicht schablonisiert werden darf, indem man etwa einen Tarif, welcher für eine Anlage A sich bewährt haben mag, ohne weiteres und unverändert auf die Anlage B übernehmen darf, sondern dass man sich mit dem Tarif den besonderen Verhältnissen des Falles anzupassen hat.

Wenn man die Kraftmenge, welche man jährlich erzeugen kann und zwar klar gestaffelt nach der Jahres- und Tageszeit, sowie die Erzeugungskosten im Ganzen und pro Einheit festgestellt hat, so fragt es sich, ob und inwieweit die Aus-

sicht besteht, für diese Kraft Abnehmer zu finden. Bei Kraftwerken, welche Licht und Kraft verteilen, liegt die Sache meistens so, dass zu gewissen Stunden des grössten Lichtbedarfes der Konsum im graphischen Bilde mit starken Spitzen zu sehr hohen Werten anschwillt. Da ein solcher kurzer Maximalbedarf, so unerwünscht er vom betriebstechnischen und wirtschaftlichen Standpunkt auch sein mag, vom Werke gedeckt werden muss, so ist er für die Grösse der Maschinenleistung im Krafthause massgebend. Je mehr sich die Spitze des Maximalbedarfes über den durchschnittlichen Bedarf erhebt und um so kürzer die Dauer des Maximalbedarfes ist, desto ungünstiger wird die Ausnützung des Kraftwerkes. Daraus folgt, dass es vom betriebstechnischen Standpunkte aus prinzipiell richtig ist, die Kraft, welche in Stunden des Maximalbedarfes abgegeben wird, höher im Preise zu stellen als diejenige, welche zu Zeiten kleineren Bedarfes geliefert wird. Hat man den zu erwartenden Anschlusswert in PS_e oder KW, so muss man den zu erwartenden Maximalbedarf der einzelnen Anschlussobjekte feststellen (vergl. die Angaben S. 323 u. ff.) und ferner die ungefähre Benutzungsdauer der einzelnen Anschlussobjekte, staffelmässig verteilt auf die Jahres- und Tageszeiten. Mit Hilfe solcher Zusammenstellungen gewinnt man dann einen klaren Überblick über die Möglichkeit der Gesamtkraftlieferung und ihrer Verteilung auf die einzelnen Zeiten. Da sich die Grösse der Betriebsausgaben mit ziemlicher Sicherheit auf Grund derartiger Vorarbeiten im voraus berechnen lässt, kann man nunmehr auch den Preis feststellen, welchen die einzelnen Kraftlieferungen bringen müssen, um eine Rentabilität der Unternehmung zu gewährleisten.

Bezüglich der verschiedenen Arten der Kraftlieferung sind etwa folgende vier Fälle zu unterscheiden:

1. Der Fall, wo durch die Vergleichmässigung des Wasserabflusses die Kraftleistung vorhandener Wasserkraftwerke an einer Flusstrecke verbessert wird.
2. Der Fall, wo die Kraftleistung an einen oder wenige Kraftabnehmer überlassen werden soll.
3. Der Fall, wo die Kraft in elektrische Energie verwandelt auf grössere Entfernung übertragen und im einzelnen für Licht- und Kraftzwecke verteilt werden soll, und zwar
   a) Preisfeststellung auf genossenschaftlicher Grundlage,
   b) Preisfeststellung von dem Gesichtspunkt eines werbenden Unternehmers aus.
4. Die Kombinationen der Fälle 1—3.

Der erstgenannte Fall kann nur da auftreten, wo es sich um Wasseraufspeicherungsanlagen handelt, durch welche das Zuviel der einzelnen Jahreszeiten oder Tageszeiten ganz oder zum Teil zurückgehalten wird, um den Abflussvorgang zu vergleichmässigen. Ein Beispiel hierfür bilden die Talsperren der Wupper-Talsperren-Genossenschaft (Bever-Talsperre mit 3,3 Millionen und Lingese-Sperre mit 2,6 Millionen cbm Stauininhalt und mehreren Ausgleichsweihern). Das Statut dieser Genossenschaft ist auf S. 94—100 abgedruckt.

Die Hauptbeteiligten sind die Städte Barmen und Elberfeld, deren Hauptinteresse in der hygienischen Verbesserung des Wupperwassers und der Vermehrung des Zuflusses für ihre Fabriken lag. Ferner sind ca. 143 einzelne kleinere Kraftwerke und Fabriken an der Wupper[2]) beteiligt. Auf der Flusstrecke, welche die Genossenschaft umfasst, liegt ein Wasserspiegelgefälle von 201,64 m. Die von den kleinen Kraftwerken ausgenützte Kraft betrug vor Errichtung der Talsperren ungefähr 3243 PS_e während 3000 Stunden jährlich. Sie ist bei Benutzung der vorhandenen Kraftwerke durch die Vergleichmässigung

---

[2]) O. Intze, Die geschichtliche Entwickelung, die Zwecke und der Bau der Talsperren, veröffentlicht von Link. Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1906. S. 674 u. ff.

des Abflussvorganges auf 4053 PS_e, also um 810 PS_e gesteigert; sie könnte aber noch erheblich mehr gesteigert werden, wenn alle Werke zweckentsprechend umgebaut würden. Ausserdem können an 300 Tagen durchschnittlich 52235 cbm [3]) Wasser aus der Wupper für Färbereien, Waschanstalten, Kondensationen etc. entnommen werden. Die statutenmässigen Beiträge, abgesehen von den grossen Beiträgen der Städte Barmen und Elberfeld, sind pro gewonnene Jahreswasserkraft bei 3000 Stunden jährlich Mk. 80,— und Mk. 0,50 pro 1 cbm Wasser, welches je an 300 Tagen entnommen werden darf.

Eine Kombination von Fall 1 und 3 bietet die Ennepe-Talsperre (Taf. LII, Fig. 9—14 und S. 730) des Kreises Schwelm.

Für diese Talsperre hat allein der Ruhrtalsperrenverein sein Interesse an der Vergleichmässigung des Abflussvorganges durch eine jährliche Beisteuer von 100000 Mk. bekundet und die unterliegenden Kraftwerksbesitzer haben sich zu der Ennepe Talsperren-Genossenschaft zusammengeschlossen und steuern jährlich etwa 12000 Mk. bei. Jeder Genosse hat für jede durch das Talsperrenwasser unter Verwendung der vorhandenen motorischen Einrichtungen zu gewinnende Nutz-PS_e während 3000 Stunden einen Satz von Mk. 30.— zu zahlen und ausserdem einen jährlichen Pauschalzuschlag zu leisten, der sich nach der Grösse der vorhandenen Motoren richtet und beträgt für

0— 5 PS_e	Mk. 30,—	20—30 PS_e	Mk. 80,—
5—10 „	„ 40,—	30—50 „	„ 100,—
10—15 „	„ 50,—	über 50 „	„ 120,—
15—20 „	„ 60,—		

Ein Beispiel für den zweiten Fall bietet die Rur-Talsperren-Gesellschaft G. m. b. H. (S. 587), welche die Urft-Talsperre (Eifel) erbaute und deren Gesellschafter der Stadtkreis Aachen und die Kreise Aachen, Düren, Heinsberg, Jülich, Montjoie und Schleiden bilden.

Von diesen Gesellschaftern sind der Stadtkreis Aachen, der Landkreis Aachen, der Landkreis Düren und der Landkreis Schleiden bezugsberechtigt, und es haben die erstgenannten drei Abnehmer für den Strom 4,1 Pfg., der vierte 3,7 Pfg. für die KW-Stunde zu zahlen und eine Ermässigung bis zu 10 v. H. zu beanspruchen, wenn die Dividende der Gesellschaft 5 v. H. übersteigt. Dagegen haben sie eine bestimmte Jahreskraftmenge, welche aus der Talsperre sicher geliefert werden kann, unter allen Umständen zu zahlen, auch wenn sie keine Verwendung dafür haben sollten. Auf diese Weise ist die Rentabilität des Talsperrenunternehmens selbst in gewissen Grenzen gesichert und die Stromverteilung im einzelnen den Gesellschaftern als Sonderunternehmern auf eignes Risiko überlassen

Zu Fall 2 gehören auch alle grossen industriellen Unternehmungen, welche für ihre eignen Zwecke eine Kraftanlage anlegen. wie es z. B. die badische Anilin- und Sodafabrik in Ludwigshafen durch den Ausbau einer grossen bayerischen Wasserkraftanlage von 45000 PS_e an der Alz, sofern ihr die Konzession vom bayerischen Staate erteilt werden wird, beabsichtigt[4]).

Kombinationen von den Fällen 2 und 3 stellen u. a. dar die Anlagen:

1. Das Lechwerk Gersthofen, welches den grössten Teil seiner Kraft zu festen Preisen an die Zweigfabriken der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M. verkauft (S. 555) und den Rest für die Kraftversorgung in Augsburg und Umgebung verwendet.
2. Die Anlage Livet a. d Romanche (S. 528), welche hauptsächlich Kraft für eine chemische Fabrik liefert, einen Teil der gewonnenen Kraft aber nach Grenoble überträgt.
3. Die Anlage Hafslund (S. 480), welche den grössten Teil ihrer Energie an eine Kalzium-Karbid-Fabrik in Hafslund liefert und nur einen kleineren Teil der Kraft nach der 15 km entfernten Stadt Frederikstad überträgt.

In § 7, S. 1172 ist bereits hervorgehoben, dass die chemischen und metallurgischen Fabriken, um sich auf dem Weltmarkt konkurrenzfähig zu erhalten, meistens nur sehr kleine Preise (höchstens etwa Mk. 80, pro KW für 3000 Stunden jährlich) zahlen können, weil die hauptsächlichsten Fabriken dieser Art bereits über grosse und billige Wasserkräfte verfügen.

---

[3]) Mattern, Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft. Berlin 1902.

[4]) Die Wasserkräfte Bayerns. Im Auftrage des Kgl. Ministerium des Innern bearbeitet von der obersten Baubehörde, München 1907. S. 498.

Der Fall 3 ist naturgemäss der bei weitem häufigste. Für die Fernleitung von Energie kommt nach dem heutigen Stande der Technik nur noch die Elektrizität in Frage. Die Kraftübertragung durch Druckluft, wie sie in Paris nach dem System Poppe in grossem Masstabe versucht ist und durch Druckwasser, wie sie z. B. in kleinerem Massstabe in Antwerpen (System van Rysselberg) und in grösserem Massstabe in Genf im Zusammenhang mit der Kraftanlage La Coulouvrenière (S. 443) noch im Betrieb ist, haben sich als nicht konkurrenzfähig gegenüber der elektrischen Kraftübertragung erwiesen. Bis heute erfolgt die Übertragung elektrischer Energie ausschliesslich mit Hilfe von Metalldrähten. Darüber, ob es im Bereich der Wahrscheinlichkeit liegt oder nicht, dass nach dem Vorbilde der Telegraphie ohne Draht dereinst auch grosse Energiemengen drahtlos übertragen werden können, Betrachtungen anzustellen, wird am besten den Spezialingenieuren dieses Gebietes überlassen.

Bei der Feststellung der Preise für die abzugebende Energie wird es natürlich darauf ankommen

a) ob die Kapitalaufbringung für das Werk auf genossenschaftlicher Grundlage etwa derart erfolgt ist, dass die Genossen ihren Vorteil in dem billigen Bezuge der Energie sehen, das Werk selbst also, ausser vielleicht einer mässigen Verzinsung, keinen Gewinn abwerfen soll, oder ob

b) die Preisstaffelung von den Gesichtspunkten einer werbenden Gesellschaft aus aufgestellt werden muss.

Als Beispiel für den Fall a sei auf die Beschreibung der Anlage Fure et Morge (S. 532) verwiesen. Auch die G. m. b. H. der Rur-Talsperren-Gesellschaft (S. 1185) bietet insofern ein Beispiel, als die vier Kreise den Strom zu billigen Preisen beziehen, aber auch zur Sicherstellung einer mässigen Verzinsung in gewisser Menge abnehmen müssen.

2. Die Tarife für die Verteilung des elektrischen Stromes. Diese Tarife lassen sich einteilen in

a) Pauschaltarife und b) Zählertarife.

a) Pauschaltarife. Die Pauschaltarife bezwecken eine möglichste Vereinfachung der Abrechnung sowohl für den Abnehmer wie für den Lieferanten und sie bestehen in Preisen, welche für Licht pro nominelle Kerzenstärke und Zeiteinheit, bezw. umgerechnet pro Lampe und Zeiteinheit und für Kraft pro nominelle Motorleistung (PS_e oder KW) und Zeiteinheit aufgestellt werden. Obwohl man bei Zählertarifen nur nach KW misst, hat sich bei dem Pauschalverkauf von Motorstrom in Europa, mit Ausnahme von Italien, die Preisangabe nach PS_e doch ziemlich allgemein eingebürgert. Es wird von manchen Seiten dagegen angekämpft und die Einführung des KW als Einheit verlangt, aber es ist im Grunde genommen doch gleichgiltig, ob man die nominelle Leistung des Motors nach PS_e oder KW bezeichnet.

Die Sicherheit des Abnehmers über die Höhe der ihm für seinen Bedarf an Elektrizität entstehenden jährlichen Kosten hat sich als eine ausserordentlich starke werbende Kraft erwiesen, und es haben deshalb die meisten Wasserkraft-Elektrizitätswerke entweder allein mit Pauschaltarifen bei der Betriebseröffnung den Anfang gemacht, oder aber Pauschaltarife neben Zählertarifen angeboten. Meistens wird als Zeiteinheit **das Jahr** genommen. Hat man eine Wasserkraft an fliessendem Wasser ohne hydraulische Aufspeicherungsanlage, sodass also das Wasser in den Nachtstunden, wenn der Betrieb im Krafthause eingestellt wird, nutzlos abfliessen würde, so ist es natürlich, dass man suchen muss, durch besonders billige Preise auch eine Ausnützung der Wasserkraft während dieser Zeit zu erreichen. Anders liegt die Sache selbstverständlich bei Anlagen mit Aufspeiche-

rungsbecken, weil man alsdann, abgesehen von dem sekundlichen Wasserquantum, welches man mit Rücksicht auf untenliegende Interessenten abfliessen zu lassen gezwungen ist, die Kraft aufspeichern und während der gewöhnlichen Betriebszeit verwenden kann.

Im Gebirge wird (vergl. S. 178 u. ff.) meistens das N.W. im Winter eintreten, dagegen im Sommer wegen der Schneeschmelze reichlich Wasser vorhanden sein. Deshalb ist es bei Gebirgswasserkräften meistens zweckmässig, für Sommerkraft besonders billige Preise zu stellen. Die Zeitdauer, während welcher man unter Umständen solche Sommerkraft oder im Hügel- und Flachlande eventuell umgekehrt Winterkraft billiger abgeben kann, muss sich aus den Wassermengenkurven der technischen Vorarbeiten (S. 140) ergeben. Liegen gründliche technische Vorarbeiten vor und hat man ebenso in sorgfältiger Weise den zu erwartenden Energiebedarf eingeschätzt, so kann man sich auf Grund von ausschliesslichen Pauschaltarifen das verhältnismässig sicherste Bild von den zu erwartenden Einnahmen machen.

α) Pauschaltarife für Licht. Nach dem Stande von 1903 hatten von 115 Schweizer Elektrizitätswerken 36 Werke (31 %) für den Lichtstrom nur Pauschaltarife, 66 Werke, d. h. also die überwiegende Mehrzahl sowohl Pauschal- als auch Zählertarife und nur 13 Werke verkauften lediglich nach Zählern[5]).

Es ist nicht zweckmässig, die Einfachheit der Pauschaltarife so weit zu treiben, dass ohne Rücksicht auf die Zeitdauer der Benutzung ein und derselbe Preis für ein gewisses Anschlussobjekt verlangt wird. Von 115 schweizerischen Werken verwenden nur 14 Werke (mit Ausnahme eines städtischen Werkes meistens ganz kleine Werke) einen ungestaffelten Einheitstarif. In den weitaus meisten Fällen findet bei den Pauschaltarifen für Licht eine Staffelung nach der Benutzungsdauer derart statt, dass die verschiedenen Lokalitäten, in welchen die Beleuchtungskörper hängen, auf eine gewisse Brenndauer eingeschätzt und deshalb in bestimmte Preisstaffeln eingewiesen werden. Die Zahl der Staffeln schwankte bei den schweizerischen Werken 1905 zwischen einer und zehn. Nach der Zahl der Staffeln gruppiert ergibt sich folgendes Bild[6]). Es hatten:

Staffeln	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Werke	14	15	26	21	11	5	5	1	2	1

In manchen Fällen ist für jeden Preis die maximale Benutzungsdauer eines Beleuchtungskörpers im Tarif mit angegeben, und die Werke behalten sich vor, gegebenenfalls durch Einschaltung von Zählern eine Kontrolle auszuüben. Meistens wird aber von solchen Brennstundenangaben und Kontrollen abgesehen, weil die Abnehmer durch die damit verknüpften Scherereien abgeschreckt werden. Da es dem Konsumenten oft erwünscht ist, sogenannte Umschaltlampen zu haben, welche die Möglichkeit der Installierung mehrerer, nicht gleichzeitig brennender, also eine Erhöhung der Maximalbelastung vermeidender Lampen um billigen Preis bieten sollen, haben sich verschiedene Methoden zur Regelung dieser Frage herausgebildet.

Es rechnen 13 schweizerische Werke die zweite umschaltbare Lampe gar nicht, sondern nur die Hauptlampe (als welche natürlich überall die stärkere angenommen ist), 18 Werke rechnen sie nur zu einem gewissen Prozentsatz des Vollpreises, der von 20—80 % variiert, 10 Werke erheben den Preis als prozentualen Zuschlag zum Hauptlampenpreis, der zwischen 10—40 % schwankt, 41 Werke endlich haben direkt feste ermässigte Pauschalpreise für die Umschaltlampen, welche etwa 20—50 % der

[5]) Dr. W. Wyssling, Die Tarife schweizerischer Elektrizitätswerke für den Verkauf elektrischer Energie. Zürich 1904. S. 9.

[6]) Dr. W. Wyssling, Die Tarife schweizerischer Elektrizitätswerke etc. S. 11.

Normalpreise betragen. 28 Werke von 102 mit Pauschalpreisen geben überhaupt keine ermässigten Preise für Umschaltlampen. Oft wird an die Gestattung der Umschaltlampen die Bedingung geknüpft, dass sich dieselben in dem gleichen Raum wie die Hauptlampe befinden müssen[7]).

Jede Veränderung in der Installation muss natürlich angezeigt werden.

Wie bereits erwähnt, erfolgt die Preisberechnung für den Strom durchweg nach nomineller Kerzenstärke der Lampe ohne Rücksicht auf den tatsächlichen Wattverbrauch. Letzteren berechnen sich die Werke für die Feststellung ihrer Selbstkosten meistens auf Grundlage des Wattverbrauchs der Kohlenfadenglühlampen nach festen Skalen (S. 1190). Seitdem die Nernstlampen und die Metallfadenglühlampen (S. 1172) mehr und mehr in Gebrauch gekommen sind, hat man entweder die Pauschaltarife für diese neuen Lampen ergänzt, oder die neueren Lampenarten in die Tarife für die Kohlenfadenglühlampen derart eingewiesen, dass für denselben Pauschalpreis ungefähr der Stromverbrauch der gleiche bleibt, man also für dasselbe Geld mehr Licht liefert. Es ist natürlich von Bedeutung für den Kraftwerksbesitzer, die Pauschalpreise der neueren Lampen mit geringerem Wattverbrauch so zu regeln, dass die Einnahme im ganzen nicht zurückgeht. Im übrigen bestätigt die Erfahrung mit den neuen Lampenarten, dass ihre grössere Helligkeit das Bedürfnis nach mehr Licht vergrössert und deshalb ein Zurückgehen des Stromverbrauchs — abgesehen von vorübergehenden Erscheinungen — im allgemeinen nicht zu befürchten ist.

Die meisten Werke behalten sich für die Anschlüsse nach Pauschaltarifen die Lampenlieferung quasi als ein Monopol allein vor. Kann man diese Massregel mit Rücksicht auf die kaum entbehrliche Kontrolle auch als zweckdienlich bezeichnen, so sollte doch jedenfalls von seiten des Stromlieferanten ein weitgehendes Entgegenkommen in bezug auf den Lampenpreis Platz greifen. Von einem nennenswerten Verdienst aus dieser Lieferung sollte man im Interesse des Stromumsatzes und der Konkurrenz mit anderen Beleuchtungsarten absehen. Da der Kraftwerksbesitzer die Lampen im Massenbezuge stets erheblich billiger einkaufen kann als der einzelne Abnehmer, so lässt sich ein passender Weg, welcher den Kraftwerksbesitzer völlig schadlos hält, leicht finden.

Unter Zugrundelegung von Kohlenfadenglühlampen haben sich nach Wyssling in der Schweiz etwa folgende Pauschalpreise für die nominelle Kerze und Jahr bezw. für die 16kerzige Kohlenfadenglühlampe und Jahr ergeben:

1	2			3
Brenndauer in Stunden	Preis pro nominelle Kerze und Jahr			Pauschalpreis für eine 16kerzige Lampe im Mittel in Fr.
	höchster Preis in Fr.	kleinster Preis in Fr.	Mittelpreis in Fr.	
100—200	0,81	0,28	0,458	7,33
ca. 500	1,56	0,635	1,08	17,28
„ 1000	2,80	0,80	1,30	20,80
„ 1500	2,80	0,80	1,545	24,72

Die nachstehend abgedruckten drei Pauschaltarife für Licht geben einige Anhaltspunkte für die üblichen Preise und ihre Staffelung nach der Brenndauer.

---

7) Dr. W. Wyssling etc. S. 40.

1. Pauschaltarif für Licht des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes Wangen a. d. Aare (Schweiz). 1902. (S. 420.)

	Normalkerzen				
	8er Fr.	10er Fr.	16er Fr.	25er Fr.	32er Fr.
Kategorie I. Gastschlafzimmer, Salons und andere nur aussergewöhnlich benutzte Räume	4,—	5,—	8,—	12,50	16,—
Kategorie II. Fabriken und deren Bureaus, in denen nicht länger als bis 7 Uhr abends gearbeitet wird	6,50	8,—	12,50	20,—	25,—
Kategorie III. Keller, Schlafzimmer, Aborte	7,50	9,—	14,—	22,—	28,—
Kategorie IV. Stallungen, Scheunen	8,—	10,—	16,—	25,—	32,—
Kategorie V. Verkaufslokale, Bureaus	10,—	12,—	19,—	30,—	37,—
Kategorie VI. Wohnzimmer, Küchen, Korridore, Treppenhäuser	11,50	14,—	22,—	35,—	44,—
Kategorie VII. Wirtschaftslokalitäten und früh gelöschte Strassenlampen	13,—	16,—	25,—	40,—	50,—
Kategorie VIII. Strassenlaternen, welche die ganze Nacht brennen	16,—	20,—	32,—	50,—	64,—

2. Pauschaltarif für Licht der Compagnie Vaudoise des Lacs de Jouxet de l'Orbe 1905 (Schweiz). (S. 460.)

Der Tarif ist begründet auf 3 Staffeln:

Staffel I: Brenndauer 0—400 Stunden, umfassend Schlafzimmer, Salons, Keller, Waschküchen, Ställe, Scheunen und dergl.

Staffel II: 401—800 Stunden, umfassend Esszimmer, Wohnzimmer, Bureaus, Magazine, Werkstätten, welche zur regelmässigen Stunde schliessen (7 Uhr abends).

Staffel III: über 800 Stunden jährlich, umfassend z. B. Cafés, Klubs, Küchen, Korridore, Treppenflure, mit einem Wort Lokalitäten, welche dauernd bis in eine späte Abendstunde beleuchtet zu sein pflegen.

Nominelle Kerzenstärke	Jährlicher Preis der Staffel in Fr.		
	I	II	III
5	5,—	7,—	9,—
10	9,—	12,—	15,—
16	13,50	18,—	22,—
25	20,—	25,—	30,—
32	24,—	29,—	34,—

3. Pauschaltarif für Licht, vorgeschlagen vom Verfasser für die Kraftübertragung der Talsperren am Queiss bei Marklissa und am Bober bei Mauer in Schlesien.

	Jahrespreise für die Stromlieferung pro installierte									
	Glühlampe von NK					Bogenlampe von Ampère				
	5	10	16	25	32	6	8	10	12	15
1. a) In Wohnungen u. Fremdenzimmern in Gasthöfen, sowie Privatstallungen und Privatkellern	3,75	7,50	12,—	18,75	24,—	52,—	70,—	87,—	104,—	130,—
b) Auf Fluren und Treppen	7,80	15,60	25,—	39,—	50,—	110,—	147,—	183,—	220,—	280,—
c) Wenn die Lampen auf den letzteren nie länger als bis 10 Uhr abends brennen und in der in Frage kommenden Wohnung, bezw. dem Hause die Flur- bezw. Treppenbeleuchtung, in NK. ausgedrückt, höchstens 10% des angeschlossenen Gesamtkonsums beträgt	3,75	7,50	12,—	18,75	24,—	52,70	87,—	104,—	130,—	

	Jahrespreise für die Stromlieferung pro installierte									
	Glühlampe von NK					Bogenlampe von Ampère				
	5	10	16	25	32	6	8	10	12	15
2. In Restaurants, Cafés, Gasthöfen einschliesslich der Stallungen, Flure und Treppen										
a) falls das betreffende Lokal konzessionsmässig bis höchstens 11 Uhr abends geöffnet sein darf	6,25	12,50	20,—	32,50	40,—	90,—	125,—	156,—	180,—	230,—
b) bei Konzessionen, die längeren Betrieb zulassen	7,80	15,60	25,—	39,—	50,—	110,—	150,—	189,—	220,—	280,—
3. In Fabriken, gewerblichen Betrieben, Werkstätten, in Bureaus, Comptoirs, Läden und den damit zusammenhängenden Geschäfts- und Betriebsräumen bei Benutzung von Sonnenuntergang an										
a) bis längstens 6 Uhr	3,10	6,20	10,—	15,50	20,—	45,—	62,—	78,—	90,—	115,—
b) bis längstens 7 Uhr abends	3,75	7,50	12,—	18,75	24,—	52,—	70,—	87,—	104,—	130,—
c) bis längstens 8 Uhr abends	4,10	8,20	13,—	20,50	26,—	55,—	78,—	100,—	110,—	145,—
d) bis längstens 9 Uhr abends	4,40	8,80	14,—	22,—	28,—	58,—	82,—	106,—	116,—	153,—
e) bis längstens 10 Uhr abends	4,70	9,40	15,—	23,50	30,—	66,—	88,—	111,—	132,—	166,—
f) während der ganzen Nacht	7,80	15,60	25,—	39,—	50,—	110,—	150,—	189,—	220,—	280,—

NB. Pauschallampen dürfen nur in demselben Raum einmal umgeschaltet werden.

Die Elektrizitätswerke behalten sich vor, bei den Konsumenten auf ihre Kosten einen Maximalanzeiger einzubauen, um festzustellen, ob eventuell der Konsument zeitweise mehr Strom verbraucht hat, als er nach der Anmeldung berechtigt war. Hierbei wird der Anschlusswert der Lampen nach folgenden Sätzen festgestellt:

A. Glühlampen 1. mit Kohlenfaden		B. Bogenlampen		
		Nominelle Ampèrestärke	Stromverbrauch	
Kerzenstärke	Wattverbrauch		bei 36 Volt	bei 55 Volt
5	20	5	0,175	0,260
8	30	8	0,275	0,425
10	35	10	0,350	0,535
16	50	12	0,400	0,640
25	80	15	0,525	0,800
32	100	16	0,550	0,870
		20	0,700	1,070
		25	0,875	—
		30	1,050	—

2. Nernstlampen verbrauchen für jede NK. 1,8 Watt.
3. Osmiumlampen verbrauchen für jede NK. 1,5 Watt.
4. Metallfadenlampen verbrauchen für jede NK. 1,2 Watt.

β) Pauschaltarife für Kraft. Von 88 schweizerischen Werken benutzten 31 Werke ausschliesslich den Pauschaltarif, 39 sowohl Pauschal- als Zählertarife und 18 Werke ausschliesslich Zählertarife[8]).

Da man bei den Motoren in der Regel eine Benutzung während der regelmässigen Arbeitszeit, d. h. während 10—12 Tagesstunden, bezw. 10—12 Nachtstunden voraussetzt, so findet im allgemeinen eine Staffelung der Preise nach der Benutzungsdauer nur insofern statt, als man in 12stündige und 24stündige Kraftlieferung unterscheidet und in der Regel für die 24stündige Kraft nur Zuschläge zu der 12stündigen

[8]) W. Wyssling etc. S. 56.

von 30 bis höchstens 60% macht. Bei 16 schweizerischen Werken hat der Zuschlag für 24stündige Kraft die nachfolgenden Grössen:

Bei je	1	6	1	5	3 Werken beträgt
der Zuschlag für 24stündige Kraft %	12	30	35	40	50

Im übrigen erfolgt die Staffelung nach der Grösse des Motors. Diese Massregel hat einen rein kommerziellen Grund, nämlich in dem Vergleich der Herstellungskosten der Energie durch konkurrierende Wärmekraftmaschinen. Die Herstellungskosten des Stromes des Kraftwerksbesitzers sind natürlich ganz dieselben, gleichgültig ob der Strom in einem 1/4 PS_e-Motor oder in einem 500 PS_e-Motor gebraucht wird. Aber man kann für den 1/4 PS_e-Motor einen viel höheren Pauschalpreis pro Jahr verlangen, weil sich der Abnehmer die kleine Kraft eben nur mit ungleich grösseren Kosten mittelst einer eigenen Wärmekraftmaschine beschaffen kann.

Dass es zweckmässig sei, bei entsprechenden Zuflussverhältnissen der Wasserkraft während Zeiten des reichlicheren Wassers billigere Kraft abzugeben, wurde schon oben hervorgehoben.

Oft haben die Kraftwerksbesitzer sich das Recht vorbehalten, Maximalzähler (S. 1205) einzuschalten, welche anzeigen sollen, ob und inwieweit der Abnehmer seinen Motor über die Nennleistung überlastet hat, und in den Tarifen findet sich häufig die Bestimmung, dass die Abnehmer die Pauschalgebühren bei Überlastungen nicht nach den Nennleistungen der Motoren, sondern nach der festgestellten Überlastung zu zahlen haben.

Die Einziehung der Pauschalbeträge erfolgt sowohl bei Licht wie bei Kraft in der Regel monatlich.

Über die verlangten Pauschalpreise für motorische Kraft in der Schweiz gibt nachfolgende, nach den Angaben Wysslings zusammengestellte Zahlentafel einige Auskunft:

Grösse des Motors	Pauschalpreis pro PS_e und Jahr in Fr.		
	höchster Preis	kleinster Preis	Mittelpreis
3	420	135	239
15	325	105	202
50	325	110	180

Im übrigen können die nachstehend gegebenen drei Tarife als Beispiele aus der Praxis Anhaltspunkte für die Aufstellung eines Tarifes bieten.

1. Pauschaltarif für Motorenstrom des Elektrizitätswerkes Wangen an der Aare (1902).
Tarif A. Für regelmässig benützte Kraft (10—11 Betriebsstunden pro Tag)

Grösse des Motors in PS_e	Preis pro 1 PS_e in Fr.	Pauschalpreis in Fr.	Grösse des Motors in PS_e	Preis pro 1 PS_e in Fr.	Pauschalpreis in Fr.
1/4	300	75	bis 20	190	
1/2	275	137,50	„ 30	185	
1	250	aus den Spalten 1 u. 2 rechnerisch festzustellen.	„ 40	180	
2	240		„ 50	175	
3	230		„ 65	170	
bis 5	220		„ 80	165	
„ 7,5	210		„ 100	160	
„ 10	200		„ 125	155	
„ 15	195		„ 150	150	

Tarif B. Nur über die Tageszeit benützte Kraft.

Motoren, die nur am Tage benutzt werden (zwischen Tagesanbruch und Abenddämmerung) erhalten auf nebenstehende Preise einen Rabatt von 40%.

Dieser Tarif findet im allgemeinen nur Anwendung für Motoren bis zu 10 PS_e und nur dann, wenn die schon vorhandene Lichtleistung hierfür genügt.

Wird der Anschluss von grösseren Motoren ebenfalls nach diesem Tarif gewünscht, so bleiben besondere Vereinbarungen vorbehalten.

Die tägliche Betriebszeit von Motoren, die nach Tarif B angeschlossen werden, hat sich nach folgender Tabelle zu richten:

Monat	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
von morgens	9	8	7	6	6	6	6	6	6	7	8	9 Uhr
bis abends	4½	5	6	7	7½	7½	7½	7	6	5	4½	3¾ „

2. Tarif der Società Lombarda per Distribuzione di Energia Elettrica (1898).

Tarif a) Für kleinere Motoren bis höchstens 100 KW. Die elektrische Energie wird geliefert mit Spannungen von 120 oder 500 oder 3600 Volt.

Für eine Installation von	Preis pro Jahr und KW in Lire
1 — 1,5 KW	475
1,5 — 4 „	430
4 — 8 „	380
8 — 12 „	330
12 — 24 „	280
24 — 40 „	250
40 — 75 „	230
75 — 100 „	210

Tarif b) Für Installationen von mehr als 100 KW bei einer Spannung von 3600 Volt.

Für eine Installation von	Preis pro Jahr und KW in Lire
100—150 KW	200
150—250 „	190
250—400 „	180
400—700 „	170
über 700 „	160

Diese Tarife gelten nur für eine Benutzungsdauer von 12 Stunden pro Tag und zwar für alle Tage des Jahres mit Ausnahme der Festtage (ungefähr 3600 Stunden pro Jahr).

Der Preis für die elektrische Energie für eine Lieferung während 24 Stunden wird von Fall zu Fall vereinbart (Zuschlag meistens ca. 40%)[9]).

3. Pauschaltarif für Motorenstrom, welcher für die Wasserkraft-Elektrizitätswerke bei Marklissa und am Bober bei Mauer vom Verfasser vorgeschlagen wurde.

„Für Motoren kostet die elektrische Energie ohne Messung durch Elektrizitätszähler (hierbei ist vorausgesetzt, dass der Tagesbetrieb nicht länger als von 6 Uhr früh bis 7 Uhr abends dauert) pro Jahr:

Für einen Motor von	in Mk.	Preis pro PS_e und Jahr	Für einen Motor von	in Mk.	Preis pro PS_e und Jahr
⅛ PS_e	36,—	288	7,5 PS_e	1350,—	180
¼ „	60,—	240	10,— „	1750,—	175
½ „	110,—	220	15,— „	2560,—	171
1,— „	215,—	215	20,— „	3400,—	170
1,5 „	325,—	213	25,— „	4180,—	167
2,— „	380,—	190	30,— „	5000,—	166
3,— „	570,—	190	40,— „	6600,—	165
5,— „	920,—	184	50,— „	8200,—	164

Bei den obigen Pauschalpreisen für Motorenstrom ist vorausgesetzt, dass der Tagesbetrieb nicht länger als von 6 Uhr früh bis 7 Uhr abends dauert. Konsumenten, welche den Strom während 24 Stunden ununterbrochen haben wollen, müssen einen Preis zahlen, welcher um 40% höher ist als

[9]) Die jährliche Durchschnittseinnahme pro angeschlossenes KW ist von rd. 210 Lire im Jahre 1900 auf rd. 180 Lire im Jahre 1907 gesunken, da die grossen Anschlüsse überwiegen.

die obigen Einheitspreise. Bei Motorenanlagen über 50 PS$_e$ bleiben besondere Vereinbarungen vorbehalten. Für elektrisch betriebene Zimmerventilatoren mit ca. 75 Watt Energieverbrauch wird ohne Einschränkung der Betriebsdauer der Jahrespreis mit 20 Mk. berechnet.

Wird durch den Maximalanzeiger, den die Elektrizitätswerke das Recht haben, einzubauen, ein höherer Verbrauch als der der Nennleistung entsprechende, wenn auch nur auf kurze Zeit, festgestellt, so unterwirft sich der Abnehmer der Bedingung, dass er den dem Maximalverbrauch entsprechenden Jahrespauschalsatz zahlt. Hierbei wird der tarifmässige Wattverbrauch der Elektromotoren nach folgender Skala festgestellt:

Grösse des Motors in PS$_e$	Stromverbrauch in KW	Grösse des Motors in PS$_e$	Stromverbrauch in KW
$^1/_8$	0,22	4	3,9
$^1/_4$	0,320	5	4,85
$^1/_2$	0,60	$7^1/_2$	7,25
1	1,0	10	9,65
1,5	1,50	15	14,2
2	2,00	20	18,5
3	3,00		

Bei grösseren Motoren wird der KW-Verbrauch für die Nennleistung in PS$_e$ mit 80% Wirkungsgrad berechnet."

Alle Werke pflegen sich vorzubehalten, und zwar nicht nur bei Pauschaltarifen, sondern wie hier gleich erwähnt werden mag, auch für Zählertarife, dass sie für Stromunterbrechungen, welche auf Umstände zurückzuführen sind, die abzuwenden das Werk ausserstande war, nicht haftbar gemacht werden können[10]).

Wegen Berechnung des erforderlichen Pauschalpreises bei einem beabsichtigten bestimmten Gewinn s. S. 1197.

B. Zählertarife. Es ist bei den gewöhnlichen Zählertarifen noch ziemlich allgemein üblich, für Licht und Kraft verschiedene Grundpreise zur Anwendung zu bringen. Der in Deutschland immer noch am meisten verbreitete Grundpreis für Licht ist 60 Pfg., derjenige für Kraft 20 Pfg. Bei den Wasserkraftanlagen tritt aber die an sich richtige Tendenz hervor, den obigen Grundpreis für Licht herabzusetzen und dafür den Grundpreis für Kraft nötigenfalls etwas zu erhöhen.

---

10) Im Tarif der Stuttgarter Elektrizitätswerke lautet die betreffende Bestimmung:

„Die Lieferung elektrischer Energie erfolgt, soweit dies die technischen Einrichtungen des städtischen Elektrizitätswerkes gestatten, ohne Unterbrechung bei Tag und Nacht in genügender Menge und Spannung. Eine Beschränkung oder Unterbrechung der Stromabgabe findet nur statt, wenn die Erzeugung oder die Abgabe elektrischer Energie durch Krieg, Streik, elementare Ereignisse oder sonstige Umstände, welche vom städtischen Elektrizitätswerk nicht verhindert werden können, beschränkt oder eingestellt werden muss oder unmöglich ist.

Im Tarif der Société Hydro-Électrique de Fure et Morge heisst es im Artikel 7: Arrêts: „La Société Hydro-Électrique aura droit, chaque année, à vingt jours d'arrêt de 24 heures, soit au total à 480 heures d'arrêt payées par les abonnés, les arrêts de moins de deux heures n'étant point comptées.

Autant que faire se pourra, les arrêts devront avoir lieu les dimanches ou les jours de fête.

Il reste entendu que les Syndicataires supporteront les arrêts extraordinaires dus aux accidents de force majeure et indépendants de bon état d'entretien du matériel. Réciproquement, quand un abonné aura son exploitation arrêtée pour cas de force majeure, la location ne sera pas due.

En cas de nécessité ou d'accident, la Société préviendra l'abonné par visite, téléphone, télégramme ou lettre, et ce dernier, sous sa responsabilité, devra faire immédiatement les manoeuvres, qui lui seraient indiquées pour isoler son installation et éviter ainsi tout danger."

So enthält der Tarif des Landkreises Aachen, welcher den Strom aus dem Kraftwerk der Urft-Talsperre bezieht, für Kraftlieferung nach Zählern einen Grundpreis von 25 Pfg. bei Bezug von Strom zu 5000 Volt und 50 Perioden und von 35 Pfg. bei Bezug von Strom mit weniger als 5000 Volt Spannung und 50 Perioden.

Für Beleuchtungszwecke werden für Drehstrom mit 50 Per.

a) bei weniger als 5000 Volt Spannung ohne Rücksicht auf die Grösse einer Anlage für
die ersten 5000 KW-Stunden je 40 Pfg,
für jede weitere KW-Stunde je 25 Pfg.;

b) bei 5000 Volt werden um 20% geringere Sätze verlangt.

Abnehmer, welche Einrichtungen zur Aufspeicherung der elektrischen Energie besitzen, werden wie Kraftabnehmer behandelt, sofern die vorhandene Akkumulatorenbatterie mindestens so gross ist, dass sie 1/3 der Anlage während 4 Stunden allein versorgen kann.

Nach den Erhebungen von Fritz Hoppe[11]) hat sich für das Jahr 1904 bei den deutschen Elektrizitätswerken folgendes Bild der Grundpreise ergeben:

Tabelle III.

Grundpreise für den elektrischen Strom in Deutschland.

Gruppe	Grösse der Gesamtleistungsfähigkeit des Kraftwerkes in KW	Gesamtzahl der Werke	Für Lichtzwecke. Anzahl der Werke mit Preisen pro KW-Stunde: von mehr als 60 Pfg. – Insgesamt	davon entfallen auf private Werke	davon entfallen auf städtische Werke	von 60 Pfg. – Insgesamt	davon entfallen auf private Werke	davon entfallen auf städtische Werke	von weniger als 60 Pfg. – Insgesamt	davon entfallen auf private Werke	davon entfallen auf städtische Werke
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	über 5000	11	—	—	—	5	1	4	6	4	2
II	von 2000—5000	15	4	1	3	7	4	3	4	2	2
III	„ 1000—2000	23	6	2	4	14	5	9	8	2	1
IV	„ 500—1000	29	4	3	1	12	7	5	13	9	4
V	„ 250— 500	30	3	2	1	19	13	6	8	2	6
VI	„ 100— 250	33	2	1	1	19	19	—	12	8	4
VII	unter 100	16	—	—	—	12	12	—	4	3	1
	Summa	157	19	9	10	88	61	27	50	30	20

Gruppe	Gesamtzahl der Werke	Für Kraftzwecke. Anzahl der Werke mit Preisen pro KW-Stunde: mehr als 20 Pfg. – Insgesamt	davon entfallen auf private Werke	davon entfallen auf städtische Werke	20 Pfg. – Insgesamt	davon entfallen auf private Werke	davon entfallen auf städtische Werke	weniger als 20 Pfg. – Insgesamt	davon entfallen auf private Werke	davon entfallen auf städtische Werke
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
I	10	1	1	—	6	4	2	3	1	2
II	16	4	3	1	9	5	4	3	—	3
III	25	4	2	2	10	6	4	11	2	9
IV	29	8	5	3	11	7	4	10	5	5
V	28	3	1	2	11	9	2	14	5	9
VI	34	10	10	—	9	8	1	15	12	3
VII	18	3	3	—	8	7	1	7	7	—
Sa.	160	33	25	8	64	46	18	63	32	31

[11]) Fritz Hoppe, Karlsruhe in Baden, Finanzielle Ergebnisse von Elektrizitätswerken. Elektrot. Zeitschr. 1905. S. 673 u. ff.

Für die Schweiz ergab sich pro 1904 nach Wyssling (S. 19) folgendes Bild:

Es hatten	4	1	3	14	1	7	19	13 Werke
für Licht einen Grundpreis pro KW von	40	42	45	50	52,5	55	60	mehr als 60 Cts.

Der Grundpreis für Kraft schwankte ungefähr zwischen 25 und 20 Cts.

Die Berechtigung dieser Preisunterschiede zwischen Licht- und Kraftstrom (vergl. Unterabschnitt ε, Doppeltarife, S. 1199) ist zum kleineren Teil in betriebstechnischen, vielmehr hauptsächlich in kommerziellen Gründen zu suchen. Während beim Verkauf nach Zählern die durchschnittliche Benutzungsdauer einer Glühlampe etwa 300 bis 400 Stunden jährlich beträgt, wird diejenige eines Motors durchschnittlich erheblich höher liegen (S. 332). Der hierin liegende betriebstechnische Grund, würde aber allein zur Begründung eines so grossen Preisunterschiedes nicht ausreichen. Ausschlaggebend ist vielmehr, dass man mit dem Motorstrompreis gegen die Erzeugungskosten durch Wärmekraftmaschinen direkt konkurrieren muss, während bei der Beleuchtung die Vorzüge des elektrischen Lichtes (S. 1177) erfahrungsgemäss vom Publikum als so gross angesehen werden, dass eine gleiche Billigkeit wie z. B. bei der Gasbeleuchtung nicht verlangt wird. Allerdings bildet natürlich die möglichste Billigkeit des Stromes für seine Verwendung zu Beleuchtungszwecken gleichfalls das stärkste Anreizmittel.

Im Kap. I, § 5: Die wirtschaftlichen Vorarbeiten, S. 332 sind zwei Zahlentafeln über die durchschnittliche Benutzungsdauer für Strassenbeleuchtung, Bahnhöfe und andere aussergewöhnliche Anschlussobjekte gegeben, wonach entsprechende Preise berechnet werden können.

Für Strassenbahnen werden wegen der Grösse des Konsums und der langen Benutzungsdauer in Deutschland, und in ähnlicher Weise auch in anderen Ländern, bei Erzeugung der Energie durch Dampfmaschinen meistens Grundpreise von etwa 9 bis 12,5 Pfg. pro KW-Stunde zur Anwendung gebracht und für den Konsum über eine gewisse Energiemenge hinaus Rabatte gewährt. Die Messung des Stromes erfolgt in der Regel entweder am Schaltbrett sei es des Krafthauses, sei es der Transformatoren- bezw. Umformerstelle oder an den Speisepunkten des Fahrdrahtes. Je nachdem die eine oder die andere Messtelle gewählt wird, ergibt sich betriebstechnisch natürlich wegen des Verlustes in den Speiseleitungen ein verschiedener Preis und besonders dann, wenn der Stromlieferant auch noch die Kabelkosten bis zu den Speisepunkten zu tragen hat.

Des Beispiels wegen sei erwähnt, dass das Elektrizitätswerk in Strassburg im Elsass 12 Pfg. für die KW-Stunde, an den Speisepunkten gemessen, bis zu einem Lieferungswert von 200000 Mk. an die Strassenbahn berechnet und von 200000—300000 Mk. 5%, von 3—400000 Mk. 10%, von 400000 Mk. und mehr 15% Rabatt gewährt. Das städtische Elektrizitätswerk Magdeburg berechnet der Strassenbahn 9 Pfg. pro KW-Stunde, am Schaltbrett des Krafthauses gemessen.

Bei Lieferung aus Wasserkraftwerken für Strassenbahnen schwankt der Preis in weiteren Grenzen und ist in der Regel niedriger als die oben angegebenen Grundpreise. Das ist aus kaufmänni schen Gründen besonders dann der Fall, wenn die Strassenbahn bereits eine vollständige Dampfzentrale besitzt, welche sie als Reserve betriebsfähig erhalten muss und deren Anlagekosten sie noch zu tilgen hat.

Erwähnt sei hier gleich, dass manche Werke auch besondere Tarife für Wärmezwecke aufstellen. Die Hälfte aller schweizerischen Werke gibt Strom für diese Zwecke nur mit bedeutenden Beschränkungen oder überhaupt nicht ab. 28 Werke wenden einfach den Motorstromtarif an, 8 Werke ohne weiteres den Lichtstromtarif, 23 Werke

haben einen besonderen Tarif, welcher sich im grossen und ganzen an die Preise des Motorstromes anlehnt. Der Stromververbrauch für diese Zwecke ist bis heute noch so unbedeutend und das Bild, welches die verschiedenen Tarife bieten, ist noch ein so buntscheckiges, dass hier nicht näher darauf eingegangen werden soll[12].

Die Zähler, durch welche der Strom gemessen wird, werden vom Elektrizitätswerk geliefert und in Stand gehalten, wofür meistens eine monatlich zahlbare Miete erhoben wird, wenn der Abnehmer es nicht vorzieht, den Zähler zu kaufen. Da geeichte Messgeräte sonst im Handel von dem Verkäufer unentgeltlich vorgehalten zu werden pflegen, so dürfte es grundsätzlich falsch sein, wenn einige Werke an der Zählermiete oder an dem Verkauf von Zählern verdienen wollen, vielmehr sollten die Mietspreise bezw. die Verkaufspreise nicht höher gestellt werden, als zur völligen Schadloshaltung des Werkes erforderlich ist.

In den Bedingungen des Landkreises Aachen (Strombezug aus der Urft-Talsperre) findet sich bezüglich der Zählermiete folgende Bestimmung:

„Die monatliche Miete für einen Elektrizitätszähler beträgt

bis zu	1	eingerichtetem KW	0,50 Mk.
„ „	2	„ „	1,20 „
„ „	3	„ „	1,70 „
„ „	6	„ „	2,50 „
über	6	„ „	3,50 „

Die Miete wird vom Tage der Inbetriebsetzung des Zählers an bis zu dessen Wiederentfernung berechnet und ist auch für die Zeit zu bezahlen, während welcher der Zähler zufolge ausgesetzten Stromverbrauchs nicht in Tätigkeit war. Bruchteile eines Monats, während welcher das Mietsverhältnis dauert, werden als ganze Monate berechnet.

Die Kosten der Unterhaltung der Zähler, der durch die gewöhnliche Abnutzung erforderlichen Ausbesserungen, sowie der Wiederherstellung aller Schäden, die durch das Personal des Kreises verursacht wurden, trägt der Kreis, die Kosten für andere Ausbesserungen der Abnehmer."

Weitere Zahlenbeispiele hier zu geben wäre überflüssig, da sich jeder Ingenieur leicht Tarife von verschiedenen Elektrizitätswerken besorgen und sich die Preise der Elektrizitätszähler aus den Preislisten oder durch direkte Anfragen bei den Elektritätsgesellschaften in kürzester Frist beschaffen kann..

γ) Zählertarife mit Grundtaxe bezw. Mindestgebühren und mit Geld- und Benutzungsdauer-Rabatten. Da, wie bereits erwähnt, die wirtschaftlichen Ergebnisse eines Elektrizitätswerkes sehr wesentlich von dem sogenannten „Belastungsfaktor", d. h. von dem Verhältnis des Höchstverbrauchs — von diesem sind die Grösse der Anlage und deshalb auch die Anlagekosten abhängig — zur durchschnittlichen Jahresbelastung — von dieser sind beim Zählertarif die Jahreseinnahmen in erster Linie abhängig — beeinflusst werden, so ist die Forderung berechtigt, dass von jedem Anschluss ein entsprechender und möglichst gerechter Anteil an den Kosten für Verzinsung, Tilgung und Erneuerung des Anlagekapitals und an den Kosten der allgemeinen Verwaltung von vornherein und unter allen Umständen sichergestellt werde. Zuerst scheint Hopkinson (im Jahre 1882)[13] darauf hingewiesen zu haben, dass die ideelle Berechnungsmethode des Entgelts für Stromlieferung in einer festen Summe pro Quartal, welche der Grösse der Anlage des Konsumenten proportional sei, und ausserdem ergänzend in der Bezahlung für den durch den Elektrizitätszähler gemessenen tatsächlichen Verbrauch bestehe. Aus dieser Erwägung heraus

---

[12]) Dr. W. Wyssling, Die Tarife schweizerischer Elektrizitätswerke für den Verkauf elektrischer Energie. Zürich 1904. S. 46.

[13]) Elektr. Zeitschr. 1892. S. 708.

sind die sogenannten Grundtaxen entstanden. Bei der Berechnung der Grundtaxen geht man von der Anzahl der angeschlossenen KW in Licht und Kraft aus und pflegt als Forderung zu stellen, dass durch die Grundtaxen die durchschnittlichen indirekten Betriebsausgaben ganz, sowie die Kosten der allgemeinen Verwaltung ganz oder zum Teil gedeckt werden[14]).

Bezeichnet man den Anschlusswert, für welchen ein Kraftwerk ausgebaut werden soll, mit A in KW und rechnet mit einem gleichzeitigen Höchstbedarf bei den Konsumenten von g%, so beträgt letzterer $\frac{A \cdot g}{100}$ KW. Bei einem Gesamtverlust in der Stromverteilung von v% der in dem Krafthause erzeugten Leistung muss ohne Reserve die Leistungsfähigkeit der im Krafthause aufzustellenden Maschinen betragen $\frac{A \cdot g}{100 - v}$ und wenn r% als Reserve aufgestellt werden sollen, wird die im Krafthause aufzustellende Maschinenleistung $\frac{A \cdot g}{100 - v}\left(1 + \frac{r}{100}\right)$ in KW sein.

Wenn auf das KW der im Krafthause aufzustellenden Leistung k Mk. entfallen, so sind die Anlagekosten $= \frac{A \cdot g}{(100 - v)} \cdot \left(1 + \frac{r}{100}\right) \cdot k$ und wenn für Verzinsung, Tilgung und Erneuerung in % der Anlagekosten s% und für die Unkosten der allgemeinen Verwaltung (vergl. S. 276) t% entfallen, so ergeben sich die durch die Grundtaxe zu deckenden Betriebskosten zu $= \frac{A \cdot g}{(100 - v)} \cdot \left(1 + \frac{r}{100}\right) \cdot k \left(\frac{s + t}{100}\right)$. (1)

Soll noch ein kleiner Gewinn eingerechnet werden, so wäre t entsprechend zu vergrössern. So lange tatsächlich zunächst der Anschlusswert nur B in KW beträgt, muss sich die Grundtaxe G ergeben aus

$$G = \frac{\frac{A \cdot g}{100 - v}\left(1 + \frac{r}{100}\right) k \cdot \left(\frac{s + t}{100}\right)}{B} \text{ in Mk. pro KW und Jahr.} \qquad (2)$$

Beispiel: A = 4000 KW, g = 50, v = 10, r = 33,3, k = 750 Mk., (s + t) = 10, B = 3000 KW,
dann wird die Grundtaxe pro KW und Jahr des Anschlusswertes

$$G = \frac{\frac{4000 \cdot 50}{90}\left(1 + \frac{33,3}{100}\right) 750 \cdot 0,1}{3000} \backsimeq 74,0 \text{ Mk.}$$

oder pro 16kerzige Kohlenfadenglühlampe (50 Watt) zu 3,7 Mk. pro Jahr.

Diese Grundtaxe würde nach Zählertarif erreicht sein bei einem Grundpreis für Licht von 50 Pfg. mit einer Mindestbrenndauer von ca. 148 Stunden und bei einem Grundpreis für Kraft von 20 Pfg. bei 370 Stunden.

In der Schweiz liegt die Grundtaxe meistens zwischen 70 und 90 Fr. pro KW und Jahr. Die Preise, welche ausser der Grundtaxe noch pro KW-Stunde erforderlich sind, um die direkten Betriebskosten zu decken und einen weiteren Gewinn abzuwerfen, ergeben sich aus einer Berechnung nach dem Muster der Tabellen XI—XIII, S. 272 und Tab. II, S. 1183. Wie die obige Rechnung zeigt, kann die Grundtaxe um so kleiner werden, je grösser der tatsächliche Gesamtanschluss (B) wird; und infolgedessen haben auch viele Werke, welche zunächst Tarife mit Grundtaxe eingeführt hatten, letztere allmählich immer mehr und mehr verkleinert und zum Teil ganz verschwinden lassen.

---

[14]) Dr. W. Kallmann, Die Stromtarife bei Elektrizitätswerken und die Konkurrenz der Blockstationen. Elektr. Zeitschr. 1897. S. 239.

Auch hat man aus kaufmännischen Rücksichten bei manchen Werken die Grundtaxe nicht einheitlich sondern mit der Grösse des Anschlusses fallend aufgestellt. Bei den Abonnenten haben sich diese Grundtaxen niemals einer Beliebtheit erfreut. Viele Abnehmer bleiben trotz aller Belehrungen des Glaubens, dass sie bei Anwendung einer Grundtaxe und eines Strompreises pro KW den Strom doppelt bezahlen. Die Grundtaxe wird tarifmässig entweder nach der nominellen Kerzenstärke der Lampen und nach der nominellen PS_e-Stärke des Motors oder nach dem umgerechneten Anschlussgleichwert in KW berechnet. Für den Werkbesitzer sowohl wie für die Abnehmer ist die Grundtaxe insofern lästig, als mindestens einmal im Jahre eine Revision des Anschlusses zur Kontrolle und zur Berechnung der Grundtaxe für jeden Abonnenten notwendig ist. Dem Abonnenten wird es in unbequemer Weise erschwert, Änderungen an seiner Anlage zur beliebigen Zeit vorzunehmen.

Um das Misstrauen der Abnehmer wegen der vermeintlichen doppelten Bezahlung des Stromes zu beseitigen, haben es eine grössere Anzahl von Werken vorgezogen, statt der Grundtaxe Mindestgebühren einzuführen, welche nicht als runde Summe vorweg berechnet werden, sondern nur dann zur Wirkung kommen, wenn die tarifmässige Stromrechnung für jedes angeschlossene KW die Mindestgebühr nicht erreichen sollte. Die Gesichtspunkte für die Berechnung einer solchen Mindestgebühr ergeben sich nach obigem von selbst. Von 76 schweizerischen Werken mit Zählertarifen wenden 26 die Mindestgebühren an. Der Nachteil, dass jährlich einmal eine Kontrolle des Anschlusses notwendig ist, bleibt aber auch bei den Mindestgebühren bestehen.

Einige deutsche Werke bieten neben einem einfachen Zählertarif ohne Grundtaxe oder Mindestgebühren einen etwas billigeren Tarif mit Mindestgebühr an, gewähren also damit gewissermassen für die vom Abnehmer freiwillig geleistete Sicherheit eines Mindestkonsums als Gegenleistung eine Prämie auf den Preis.

Die Rabatte auf den Strompreis werden gewährt:

1. als Benutzungsdauerrabatte oder
2. als Geldrabatte oder
3. in einer Kombination von beiden.

Beim Geldrabatt werden auf die Summe der Jahresrechnung, je nach ihrer Höhe, Rabatte mit steigender Skala gewährt. Die Geldrabatte begünstigen also nur die grossen Anschlüsse, ohne auf die Benutzungsdauer besondere Rücksicht zu nehmen. Ihre Berechtigung ist aus rein kommerziellen Gesichtspunkten abgeleitet. Wenn z. B. ein Abnehmer mit 10 KW Anschluss jährlich 1000 Benutzungsstunden hat und ein zweiter Abonnent mit 20 KW Anschluss nur 500 Benutzungsstunden, so würden beide den gleichen Rabatt erhalten, obwohl für die wirtschaftliche Ausnützung der Anlage der erstgenannte Abnehmer ungleich wertvoller ist. Eine Kontrolle des Anschlusswertes bei den Abnehmern ist für diese Art des Rabattes nicht nötig, was die Verwaltung vereinfacht und was von den Abnehmern sehr geschätzt wird. Der Nachteil ist, dass erst am Jahresschluss bei der letzten Monatsrechnung der Rabatt tatsächlich berechnet werden kann. Hierdurch wird das Rechnungswesen insofern erschwert, als sich die grosse Arbeit der Rabattberechnung und die Erledigung der sich daran anknüpfenden etwaigen Einsprüche der Abnehmer auf eine kurze Zeit zusammendrängen.

Der Benutzungsdauerrabatt dagegen wird so berechnet, dass von einer gewissen Benutzungsdauer an auf die Grundpreise Rabatte mit steigender Skala zur Berechnung kommen. Der reine Benutzungsrabatt würde also die Grösse des Anschlusses

an sich nicht berücksichtigen und vom betriebstechnischen Standpunkt für das Werk der richtigere sein. Er hat aber den Nachteil, dass eine Kontrolle des Anschlusswertes nötig ist, dagegen wiederum den Vorteil, dass die Abrechnung endgültig für jeden Abnehmer monatlich erfolgen kann. Bei dem reinen Benutzungsdauerrabatt würde also der grössere Abnehmer gegenüber dem kleinen nicht begünstigt. Weil nun die grösseren Abnehmer nach den allgemein herrschenden Gewohnheiten meistens eine besondere Preisstellung verlangen, und überdies bei einer grösseren Eigenanlage (Blockstation) der Strom billiger erzeugt werden kann als in einer kleineren, so findet man vielfach sowohl den Benutzungsdauerrabatt als auch den Geldrabatt in Kombination und diese Lösung der Tariffrage gewinnt noch an Boden.

Jeder projektierende Ingenieur kann sich auf leichte Weise die Tarife benachbarter oder solcher Werke beschaffen, bei welchen ähnliche Verhältnisse wie bei dem von ihm projektierten Werke vorliegen. Es kann deshalb hier davon Abstand genommen werden, ausführliche Beispiele für die besprochenen Zählertarife wiederzugeben.

δ) Tarife ohne Grundtaxe oder Mindestgebühr, aber mit Geld- und Benutzungsdauerrabatten. Wenn sich auf Grund der Vorarbeiten mit einiger Sicherheit annehmen lässt, dass der grosse Durchschnitt der Anschlüsse die im vorigen Unterabschnitt gekennzeichnete Mindestbenutzungsdauer erreicht, so ist es zur Vereinfachung des Tarifs zu empfehlen, auf Grundtaxen oder Mindestgebühren von vornherein zu verzichten und das um so mehr, wenn, was sich bei Wasserkraftanlagen meistens empfehlen dürfte, neben den Zählertarifen auch Pauschaltarife angeboten werden.

Bezüglich der oben besprochenen drei verschiedenen Rabattarten gibt Fritz Hoppe die in nachfolgender Tabelle zusammengestellte Übersicht[15].

Zu erwähnen wäre nur noch, dass es nötig ist, die Preisstaffel in der Pauschaltarife und der Zählertarife so miteinander abzustimmen, dass Leistung und Gegenleistung bei beiden Tarifen nicht allzu stark voneinander abweichen. Da der Zählertarif an sich betriebstechnisch für das Werk der gesündere ist, so ist es zweckwidrig, wenn, wie man es oft findet, der Abnehmer nach Zählermessung tatsächlich sehr viel mehr zahlen muss, als er nach dem Pauschaltarif zu zahlen gehabt hätte. Der Pauschaltarif baut sich in Deutschland für Licht etwa auf einer durchschnittlichen Benutzungsdauer von 4—500 Stunden und einen Grundpreis pro KW-Stunde von 50—60 Pfg. auf. Wie der Pauschaltarif für Kraft berechnet wird, ist beispielsweise aus den S. 1191/92 gegebenen Tarifen zu entnehmen. Wenn es nun auch durchaus gerechtfertigt ist, dass der Abnehmer, welcher dem Werke die Sicherheit einer einen angemessenen Gewinn abwerfenden Einnahme gewährt, etwas begünstigt wird, so sollte man die Rabatte bei Zählertarifen doch so einrichten, dass, wenn ein Zählerabnehmer die dem Pauschaltarif zugrunde liegenden Benutzungsstunden erreicht hat, die Preise für den Mehrverbrauch so stark heruntergesetzt werden, dass die Spannungen zwischen den Jahresbeträgen nach Pauschaltarifen und Zählertarifen nicht mehr als 10 bis höchsens 20% betragen.

ε) Doppeltarife mit Erhöhung des Preises für gewisse Stunden. Gisbert Kapp hat auf dem Verbandstage der Elektrotechniker 1894 in einem Vortrage darauf hingewiesen, dass man in England damals schon, z. B. in Ipswich, die Strompreise unterschiedlich je nach der Jahres- und Tageszeit festsetzte und die Zweckmässigkeit dieser Massregel eingehend begründet.

---

[15]) Elektr. Zeitschr. 1905. S. 676.

Tabelle IV.

Übersicht über die Anwendung der Rabattsysteme bei gewöhnlichem Zählertarif in Deutschland 1904.

1	2	3	4			5			6			7	8			9			10		
		A. Für Licht.										B. Für Kraft.									
			Es wenden an										Es wenden an								
Lfd. Nr. der Gruppen	Grösse der Leistung des Werkes in KW	Gesamtzahl der Werke	Grundpreis mit Geldrabatt, unabhängig von der Benutzungsdauer			Grundpreis mit Benutzungsdauerrabatt			Grundpreis mit kombiniertem Geld- und Benutzungsdauerrabatt			Gasamtzahl der Werke	Grundpreis mit Geldrabatt, unabhängig von der Benutzungsdauer			Grundpreis mit Benutzungsdauerrabatt			Grundpreis mit kombiniertem Geld- und Benutzungsdauerrabatt		
			a	b	c	a	b	c	a	b	c		a	b	c	a	b	c	a	b	c
			Im ganzen Werke	Davon entfallen auf städtische Werke	Davon entfallen auf private Werke	Im ganzen Werke	Davon entfallen auf städtische Werke	Davon entfallen auf private Werke	Im ganzen Werke	Davon entfallen auf städtische Werke	Davon entfallen auf private Werke		Im ganzen Werke	Davon entfallen auf städtische Werke	Davon entfallen auf private Werke	Im ganzen Werke	Davon entfallen auf städtische Werke	Davon entfallen auf private Werke	Im ganzen Werke	Davon entfallen auf städtische Werke	Davon entfallen auf private Werke
I	über 5000	9	5	1	4	1	—	1	3	2	1	5	2	—	2	1	—	1	2	1	1
II	von 2000—5000	15	10	6	4	1	—	1	4	2	2	10	7	3	4	2	—	2	1	1	—
III	von 1000—2000	23	14	9	5	3	1	2	6	2	4	20	13	7	6	4	3	1	3	1	2
IV	von 500—1000	26	15	6	9	6	1	5	5	5	—	22	12	7	5	7	5	2	3	1	2
V	von 250—500	19	9	4	5	5	3	2	5	2	3	15	6	3	3	5	1	4	4	2	2
VI	von 100—250	19	7	1	6	6	1	5	6	—	6	16	11	3	8	3	1	2	2	—	2
VII	unter 100	14	5	1	4	3	—	3	6	—	6	10	6	1	5	4	—	4	—	—	—
Summa:		125	65	28	37	25	6	19	35	18	22	98	57	24	38	26	10	10	15	6	9

Rasch[16]) hat dann in einem längeren Aufsatz nachgewiesen, dass es vom betriebstechnischen Standpunkt überhaupt unrichtig sei, zu fragen, zu welchem Zwecke der elektrische Strom verbraucht wird, dass man vielmehr bei Bemessung des Tarifs nur zu fragen habe: Zu welcher Zeit erfolgt die Stromentnahme? Den Interessen des Werkes vom betriebstechnischen Standpunkt aus wird man in der Tat am meisten gerecht werden können, wenn man den Strom zu gewissen Stunden des Höchstverbrauchs zu einem hohen und in allen übrigen Zeiten zu einem bedeutend ermässigten Einheitssatz verkauft und die Frage nach dem Zwecke des Stromverbrauchs wenn möglich vollständig fallen lässt. Eine nähere Begründung dieser Auffassung ist nach dem, was bereits mitgeteilt ist, entbehrlich. In der Tat sind diesem Vorschlage in neuerer Zeit bereits eine ganze Reihe von grösseren Elektrizitätswerken gefolgt. Nach Hoppe (Elektr. Zeitschr. 1905. S. 676) hatten 1904 von 135 deutschen Elektrizitätswerken 4 Werke für Licht und von 121 Werken 6 für Kraft den Doppeltarif eingeführt. Als typisch kann folgender seit 1902 in Elberfeld eingeführter Tarif betrachtet werden:

Doppeltarif des Elektrizitätswerkes der Stadt Elberfeld.

„Die Stromabgabe erfolgt nach einem I. Abend- und II. Tages- und Nachttarif. Der Preis für die KW-Stunde beträgt:

I. Nach dem Abendtarif:

für	1—10 000 KW-Stunden	à 55 Pfg.
„	10 000—15 000 „	„ 50 „
über	15 000 „	„ 45 „

Dieser Tarif gilt für folgende Abendstunden:

im Januar	von $4\frac{1}{2}$ bis 10 Uhr			im August	von $8\frac{1}{4}$ bis 10 Uhr	
„ Februar	„ $5\frac{1}{2}$ „ 10 „			„ September	„ $6\frac{1}{2}$ „ 10 „	
„ März	„ $6\frac{1}{4}$ „ 10 „			„ Oktober	„ $5\frac{1}{2}$ „ 10 „	
„ April	„ $7\frac{1}{2}$ „ 10 „			„ November	„ 5 „ 10 „	
„ Mai	„ $8\frac{1}{4}$ „ 10 „			„ Dezember	„ $4\frac{1}{4}$ „ 10 „	

In den Monaten Juni und Juli wird nur der im Tarif II festgesetzte Preis in Ansatz gebracht.

II. Nach dem Tages- und Nachttarif für die verbrauchten KW-Stunden von:

0—1000 KW-Stunden	à 20 Pfg.	6 000— 7 000 KW-Stunden	à 14 Pfg.
1000—2000 „	„ 19 „	7 000— 8 000 „	„ 13 „
2000—3000 „	„ 18 „	8 000— 9 000 „	„ 12 „
3000—4000 „	„ 17 „	9 000— 10 000 „	„ 11 „
4000—5000 „	„ 16 „	10 000—250 000 „	„ 10 „
5000—6000 „	„ 15 „	über 250 000 „	„ 9 „

Für die Anwendung des vorstehenden Tarifes gelten noch die nachstehenden näheren Bestimmungen:

1. Die betreffenden Konsumenten haben die doppelte Zählermiete zu zahlen, da für diesen Tarif ein neuer Doppeltarifzähler beschafft werden muss.

2. Motorenbesitzer, welche einen Dauerbetrieb dahin garantieren, dass sie ihre Motoren mindestens 200 Stunden im Monat im Betrieb erhalten, was durch einen besonderen kleinen Zeitmesser festgestellt wird, erhalten den Strom durchweg — also auch während der Abendstunden — zu dem billigen Tarif berechnet.

3. Motorenbesitzer, welche den vorstehend bezeichneten Dauerbetrieb nicht haben, erhalten ohne weiteres Doppeltarifzähler und zahlen ihren Verbrauch nach dem Tages- bezw. Abendtarif."

Unter anderen Städten sind später Stuttgart und Köln gefolgt. Das Werk der Stadt Stuttgart unterscheidet aber noch zwischen Licht und Kraft.

---

16) Dr. Rasch, Ein Beitrag zur Herabsetzung der Stromtarife. Elektr. Zeitschr. 1895. Heft 47. S. 789.

Tarif für Stromabgabe des städtischen Elektrizitätswerkes Stuttgart-Marbach.

„Der Strompreis für Licht beträgt für die KW-Stunde:
a) im Sommerhalbjahr (1. April bis 30. September) . . . . 40 Pfg.
b) im Winterhalbjahr (1. Oktober bis 31. März) in der Zeit von nachmittags 4 Uhr bis abends 8 Uhr . . . . 60 „
in der übrigen Zeit . . . . 40 „

Der Strompreis für Kraft- und Heizzwecke beträgt für die KW-Stunde:
a) im Sommerhalbjahr (1. April bis 30. September) . . . . 20 Pfg.
b) im Winterhalbjahr (1. Oktober bis 31. März) in der Zeit von nachmittags 5 Uhr bis abends 7 Uhr . . . . 40 „
in der übrigen Zeit . . . . 20 „

Bei Vorhandensein von einem oder mehreren Motoren von 1 PS. und darüber ist die Einschaltung einer 10kerzigen Glühlampe in die Motorenleitung gestattet, wenn die hierfür besonders ausgegebenen Bedingungen eingehalten werden.“

Was die technischen Apparate für die Doppelzählung betrifft, so kommen im wesentlichen zwei verschiedene Einrichtungen in Frage:

Die eine Einrichtung besteht aus einem normalen Zähler, welcher mit einer von demselben getrennten Kontaktuhr und einem ebenfalls für sich abgeschlossenen Tarifapparat kombiniert wird. Letzterer enthält ein Zählwerk mit springenden Zahlen und kleine elektromagnetische Relais und gibt den Wattverbrauch innerhalb der Zeit des hohen Tarifes an. Die Kontaktuhr dient dazu, den Tarifapparat innerhalb dieser Zeit, welche auf dem Zifferblatt der Uhr eingestellt wird, einzuschalten. Die Berechnung des Stromverbrauchs findet also in der Weise statt, dass die KW-Stunden des eigentlichen Zählers, welcher den ganzen Verbrauch anzeigt, zu dem niedrigeren Satz in Anrechnung gebracht werden, während die Angaben des Tarifapparates dazu dienen, den Zuschlag während der Sperrzeit in Rechnung zu stellen. Der Tarifapparat wird durch einen an dem Zählwerk des Hauptzählers angebrachten Kontakt betätigt, welcher nach einer gewissen Anzahl von Umdrehungen des Hauptzählers den durch Kontaktuhr und Relais des Tarifapparates hindurchgehenden Stromkreis schliesst bezw. öffnet und dadurch das Zählwerk des Tarifapparates zwingt, mit dem Hauptzählwerk asynchron zu gehen. Wenn z. B. die KW-Stunden am Tage und in der Nacht zu den billigeren Preisen von Mk. 0,40 pro KW-Stunde und in den Abendstunden aber zu Mk. 0,60 abgegeben werden, so sind sämtliche KW-Stunden des Hauptzählers mit Mk. 0,40 in Rechnung zu stellen, diejenigen des Tarifapparates mit Mk. 0,20.

Die zweite Einrichtung benutzt neben der bereits beschriebenen Kontaktuhr einen einzigen Zähler, welcher aber nicht normal ausgeführt, sondern mit einem Doppelzählwerk versehen ist und eine kleine elektromagnetische, selbsttätig wirkende Umschaltvorrichtung besitzt. Sobald der Stromkreis, in welchem die Wicklung eines kleinen Relais liegt, durch die Kontaktuhr geschlossen wird, überträgt sich mittelst eines kleinen Relais und einer Spitzenkuppelung die Bewegung der Achse von dem ersten auf das zweite Zählwerk, sodass das erste ausser Kraft tritt und nur das zweite registriert. Bei dieser Einrichtung zeigt also jedes von beiden Zählwerken getrennt den Verbrauch während je einer der beiden täglichen Tarifperioden an, und es würde bei dem oben angeführten Beispiel die KW-Stunden des einen Zählwerks mit Mk. 0,40, diejenigen des anderen mit Mk. 0,60 in Rechnung zu stellen sein.

Die letztbeschriebene Doppeltarifeinrichtung (Zähler mit Doppelzählwerk und Kontaktuhr) kann von den Zählerfabriken auch in einer Ausführung geliefert werden, bei welcher wie bei der zuerst beschriebenen Doppeltarifeinrichtung Uhrwerk I den gesamten Verbrauch (lt. Beispiel mit Mk. 0,40 pro KW-Stunde zu berechnen), Uhrwerk II den Verbrauch während der Sperrzeit (lt. Beispiel mit Mk. 0,20 pro KW-Stunde zuschläglich zu berechnen) anzeigt.

η) Tarife mit Höchstverbrauchszählern [Wrightsche[17]) und Wilkenssche[18]) Tarife]. Diese Tarife gehen von dem Satze aus, dass jeder Abnehmer seinen

---

17) Arthur Wright, Grundsätze für eine nutzbringende Stromabgabe bei Elektrizitätswerken (nach einem Vortrage des genannten Verfassers vor der Institution of Electrical Engineers. 12. Dezember 1901). Elektr. Zeitschr. 1902. Heft 5. S. 90 u. ff.

18) K. Wilkens, Die Bemessung des Strompreises bei Elektrizitätswerken. Elektr. Zeitschr. 1901. Heft 6. S. 116 u. ff.

richtig berechneten Teil zum Gesamtergebnis beitragen müsse. Das soll dadurch erreicht werden, dass mindestens die indirekten Betriebskosten des Werkes sowie die Kosten der allgemeinen Verwaltung d. h. die sogenannten Bereitstellungskosten in dem Verhältnis auf die einzelnen Abnehmer verteilt werden, in welchem dieselben an dem Strommaximum des Krafthauses Anteil nehmen und dadurch die Grösse des Werkes bestimmen. Nimmt man an, dass ein Abnehmer am Strommaximum mit $\frac{1}{a}$ beteiligt ist und dass die gesamten Bereitstellungs-Kosten des Werkes Z Mk. jährlich betragen, so würde der auf den Abnehmer entfallende Betrag $\frac{Z}{a}$ ausmachen. Beträgt der Jahresverbrauch eines Abnehmers A KW-Stunden, so würde sein Anteil an den Bereitstellungskosten pro KW-Stunde

$$s = \frac{Z}{a \,.\, A} \text{ in Mk. sein.} \tag{3}$$

Bezeichnet man die Summe der Stromwerte bei sämtlichen Abnehmern zusammengenommen während der Zeit der höchsten Belastung im Krafthause mit M in KW und den Stromwert eines einzelnen Abnehmers während derselben Zeit mit m, so ist $\frac{M}{m} = a$ und man kann Gleichung (3) auch schreiben

$$s = \frac{Z \,.\, m}{M \,.\, A} \tag{4}$$

Zur Deckung der übrigen direkten Betriebskosten und eines beabsichtigten Gewinnes würde der Konsument dann noch $\sigma \,.\, A$ in Mk. zu zahlen haben und der Gesamtstrompreis für einen bestimmten Konsumenten müsste betragen:

$$\varkappa = \frac{Z \,.\, m}{M \,.\, A} + \sigma \text{ in Mk. pro KW-Stunde.} \tag{5}$$

Zu beachten ist noch bei Berechnung des Wertes von m, dass die Strommaxima bei allen Abnehmern keineswegs zeitlich zusammenzufallen brauchen. Bei einer Anlage mit vorwiegend Lichtlieferung wird die Summe aller Einzelmaxima etwa das 1,5 fache des Höchstverbrauchs im Krafthause betragen.

Es kann nun z. B. die Preisberechnung in der Weise stattfinden, dass man den Höchstverbrauch an elektrischer Energie während einer Stunde oder Viertelstunde des Kalenderjahres festsetzt und einen n fachen Betrag dieses Höchstverbrauches pro Zeiteinheit (Stunde) in jedem Kalenderjahr mit einem Grundpreis pro KW-Stunde bezahlen lässt, während der übrige Stromverbrauch im Kalenderjahr dann nur noch mit einer kleineren Gebühr pro KW-Stunde in Rechnung gestellt wird.

Ein Beispiel hierfür bietet der Tarif der Oberschlesischen Elektrizitätswerke, dessen einschlägige Bestimmungen untenstehend abgedruckt sind.

Bezeichnet wieder Z in Mk. die Summe derjenigen Bereitstellungskosten, welche nach dem Masstab des Höchstverbrauchs auf die Abnehmer verteilt werden sollen und M die Summe der Stromwerte bei sämtlichen Abnehmern während der Zeiteinheit des höchsten Verbrauchs in KW, $\varkappa_1$ den Stromgrundpreis in Mk., n die Anzahl der Stunden, während welcher der Grundpreis von jedem Abnehmer gezahlt werden soll, so ist $Z = \varkappa_1 \,.\, M \,.\, n$, also

$$\varkappa_1 = \frac{Z}{M \,.\, n} \text{ in Mk.} \tag{6}$$

Beispiel: Nach Tabelle XI. S. 272 betragen die Gesamtbetriebskosten (ohne die Kosten der allgemeinen Verwaltung, aber einschliesslich 4,5 % Verzinsung der Anlagekosten der hydraulisch-elektri-

schen Anlage bis zum Ende der Fernleitung) einer 600 PS. Wasserkraft bei 3000stündigem Betriebe 50226,6 Mk. Zur Deckung der Kosten der allgemeinen Verwaltung, sowie der indirekten Betriebskosten für das Verteilungsnetz seien 30273,4 als nötig angenommen, also die hier im erweiterten Sinne aufgefassten Bereitstellungskosten mögen rd. 80500,0 Mk. betragen. Der Gesamthöchstverbrauch bei allen Abnehmern möge zu 365 KW angenommen werden und n zu 500 Stunden, dann wird nach (6)

$$x_1 = \frac{80\,500}{365 . 500} = 44 \text{ Pfg.}$$

Bezeichnet ferner K das Gesamtanlagekapital (einschliesslich Verteilungsnetz) und ε denjenigen Prozentsatz desselben, welcher zur Deckung der durch den Grundpreis x_1 noch nicht gedeckten Betriebskosten und zur Verteilung eines über die normale Verzinsung hinausgehenden Gewinnes auf das Kapital nötig ist, A die Gesamtanzahl der jährlich abzugebenden KW-Stunden und x_2 den Preis pro KW-Stunde, welcher für die den Wert $M \times n$ übersteigende Energielieferung gezahlt werden soll, so muss sein:

$$\frac{K . \varepsilon}{100} = (A - M . n) . x_2, \text{ also } x_2 = \frac{K . \varepsilon}{100 (A - M . n)} \quad (7)$$

Fortsetzung des obigen Beispiels: Das Anlagekapital des Wasserkraft-Elektrizitätswerkes bis zum Ende der Fernleitung sei (nach Tab. XI, S. 272) 602800 Mk., die Anlagekosten für das

Verteilungsnetz . =	247 200 Mk.
Summa: K =	850 000 Mk.

Es sei ferner $\varepsilon = 3$, A = 800 000 KW-Stunden also

$$(A - M . n) = (800\,000 - 365 \times 500) = 617\,500 \text{ KW-Stunden.}$$

$$\text{Demnach } x_2 = \frac{850\,000 . 3}{100 . 617\,500} = 0{,}041 \text{ Mk.} = 4{,}1 \text{ Pfg.}$$

Die diesbezüglichen Bedingungen des auf dem Prinzip des Höchstverbrauchs aufgebauten Tarifs des Oberschlesischen Elektrizitätswerks Gleiwitz lauten:

„Die Messung des elektrischen Stromes erfolgt unter Benutzung eines von der Physikalisch-Technischen Reichsanstalt in Charlottenburg als zuverlässig anerkannten Elektrizitätszählers in Verbindung mit einem Höchstverbrauchsmesser, welcher von den Elektrizitätswerken als Ergänzung des Elektrizitätszählers ohne Aufschlag geliefert wird.

Der Höchstverbrauchsmesser zeigt an, welcher Höchstverbrauch in elektrischer Energie während einer Viertelstunde des Kalenderjahres stattgehabt hat. Dieser Höchstverbrauch ist massgebend für die Preisbestimmung der abzulassenden elektrischen Energie in folgender Weise:

Der ermittelte viertelstündige Höchstverbrauch wird mit 4 multipliziert und jeder Abnehmer unterwirft sich der Annahme, dass der also ermittelte Höchstverbrauch den Höchstverbrauch pro Stunde darstellt.

Der 500fache Betrag dieses Höchstverbrauches pro Stunde wird in jedem Kalenderjahr mit 40 Pfg. pro KW-Stunde bezahlt. Die übrige Stromentnahme im Kalenderjahr kostet alsdann nur 4 Pfg. pro KW-Stunde.

Auf die für das ganze Jahr in obiger Weise berechneten und bezahlten Beträge werden folgende Rabatte gewährt:

Von	0— 1 000 Mk.	0 %
„	1 000—10 000 „	10 %
„	10 000—20 000 „	20 %
„	20 000—30 000 „	30 %
„	30 000 Mk. und darüber	40 %

Diese Rabattsätze beziehen sich nicht auf die ganze in einem Kalenderjahr bezahlte Summe, sondern nur auf die zwischen zwei der obigen Grenzen liegenden Beträge der Jahressumme und werden für jede Anlage, bezw. wenn mehrere Zähler in derselben vorhanden sind, für jeden mit einem Zähler versehenen Teil der Anlage besonders berechnet.

Besitzer grösserer Lokale, welche die Elektrizität auch in vom Hauptlokal getrennten Räumen benützen, können die Aufstellung mehrerer Messapparate verlangen, es finden alsdann die Berechnungen der zu zahlenden Beträge sowohl als auch der zu vergütenden Rabatte nach Anzeige der einzelnen Messapparate getrennt statt.

Die Oberschlesischen Elektrizitätswerke werden in einzelnen Fällen die Elektrizität auch zu Pauschalpreisen abgeben.

Auf Bezug der elektrischen Energie zum Satze von 4 Pfg. pro KW-Stunde hat ein Abnehmer in jedem Falle nur dann ein Recht, wenn die Zahlung für die mit 40 Pfg. pro KW-Stunde zu entlohnende Strommenge voll geleistet ist. Ist solche Zahlung infolge eines beliebigen Umstandes, z. B. im Falle des Konkurses des Abnehmers, nicht in voller Höhe erfolgt, so bleibt das Bezugsrecht auf die billige Stromabgabe solange aufgeschoben, bis die 500 Stunden, welche mit 40 Pfg. zu entlohnen sind, nicht bloss verbraucht, sondern effektiv bezahlt sind."

Der Tarif nach Höchstverbrauchszählern ist starkem Widerspruch begegnet, welcher sich in der Hauptsache dagegen richtet, dass die Bereitstellungskosten ganz und gar auf diejenigen Abnehmer abgewälzt werden, die an der Höchstbelastung des Krafthauses teilnehmen. Man wendet ein, dass bei dieser Anteilnahme auch Zufälligkeiten eine grosse Rolle spielen können. Ferner wird dem Tarif zum Vorwurf gemacht, dass durch die Vermehrung und Komplikation der Messapparate dem Abnehmer der Strom unnötig verteuert und die Berechnung der Stromkosten sowohl für die Verwaltung als auch für den Abnehmer zu verwickelt und unsicher wird[19]).

Da diejenigen Konsumenten, welche z. B. während des Höchstverbrauchs im Krafthause keinerlei oder nur geringen Strombedarf haben, die Höhe der Bereitstellungskosten nicht oder nur in geringem Masse beeinflussen, auch wenn sie z. B. in demselben Monat ein hohes Einzelmaximum erreichen, so müssten bei konsequenter Durchführung des Betriebs die Höchstverbrauchmesser noch mit Zeitschaltern versehen werden, welche eine besondere Messung des Strommaximums der einzelnen Abnehmer während der voraussichtlichen Zeit des Höchstverbrauchs im Krafthause gestatten. Dadurch würde das System der Messapparate abermals kompliziert.

Nach Hoppe[20]) hatten von 135 deutschen Werken 1904 erst zwei für Licht und von 121 Werken eins für Kraft den Tarif mit Höchstverbrauchszählern eingeführt.

Es sind verschiedene Arten von technischen Einrichtungen zur Feststellung des Höchstverbrauchs erdacht und ausgeführt worden.

Die von der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft in Berlin gelieferten Höchstverbrauchszähler Type T.M.A. haben z. B. folgende Einrichtung:

Der Maximalanzeiger Type T.M.A. der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft besteht aus einem Uhrwerk von etwa 35tägiger Gangdauer, in welches ein kleines Relais eingebaut ist, und aus einer auf das Zählwerk des Zählers aufgesetzten Kontaktvorrichtung, welche dieses Relais von Zeit zu Zeit betätigt. Der Apparat funktioniert in folgender Weise:

Nach je 30 Umdrehungen des Zählers wird einmal am Zählwerk Kontakt gemacht und dadurch in dem in den Spannungsstromkreis geschaltetem Relais des Zusatzaggregates ein Stromstoss hervorgebracht. Dieser erteilt dem Anker des Relais eine kurze Bewegung und schiebt einen damit in Verbindung stehenden Zeiger durch ein Anschlagstück um eine bestimmte kleine Strecke auf einer Skala vorwärts. Diese Bewegung geht stossweise während 15 Minuten vor sich; nach Ablauf derselben stellt das Uhrwerk das erwähnte Anschlagstück in die Nullstellung zurück, ohne aber den Zeiger mitzunehmen. Letzterer gibt also an, wieviel Umdrehungen in den 15 Minuten von der Zählerachse gemacht worden sind, und da bekanntlich die Umdrehungszahl des Zählers pro Minute den durch den Zähler durchgeflossenen Watts proportional ist, so zeigt indirekt der Apparat auch an, mit wieviel Watt (nicht Wattstunden) im Mittel während der Periode von 15 Minuten das zu kontrollierende Netz belastet war.

Das Spiel beginnt nun von neuem und das Anschlagstück wird unter Umständen in derselben Weise in den zweiten 15 Minuten um ein bestimmtes Stück vorwärts gebracht. Ging in dieser Zeit der Zähler langsamer als zuvor, wird das Anschlagstück den Zeiger gar nicht erreichen und dieser bleibt in seiner ersten Stellung stehen. Sobald aber in einer späteren Viertelstunde die Belastung des Zählers

---

19) Etienne de Fodor (Budapest), Zur Tariffrage. Elektr. Zeitschr. 1901. Heft 8. S. 184.
20) Elektr. Zeitschr. 1905. S. 676.

gewachsen ist, wird auch das Anschlagstück weiter vorrücken und den Zeiger entsprechend weit mitnehmen. Derselbe gibt also, wie ersichtlich, das jeweilige Maximum innerhalb einer bestimmten Ableseperiode, z. B. im Laufe eines Monats an und zwar genau in Watt und unabhängig davon, ob das Verteilungssystem dem Gleich-, Wechsel- oder Drehstrom und Zwei- oder Dreileiternetz angehört, und ferner unabhängig von der Konstruktion des Zählers selbst, da der Apparat nur mit dem Zählwerk nicht aber mit dem Zähler in Verbindung steht. Es ist ferner gleichgiltig, für wieviel Ampère der Zähler selbst eingerichtet ist.

Nach Ablauf der Ableseperiode wird der Zeiger von Hand wieder auf 0 gestellt und beginnt dann von neuem zu funktionieren.

3. Bedingungen für die Herstellung der elektrischen Anschlüsse und der inneren Anlagen. Für jedes Elektrizitätswerk ist es nötig, neben den Zählertarifen oder mit diesen vereinigt, noch besondere Bedingungen für die Ausführung der Anschlüsse und für die Herstellung und Unterhaltung der elektrischen Anlagen in den einzelnen Räumen aufzustellen. Da es für jeden Ingenieur leicht ist, sich Abdrücke solcher Vorschriften von einem oder mehreren Elektrizitätswerken zu beschaffen soll hier nicht näher darauf eingegangen werden.

Viele Elektrizitätswerke suchen die Anschlussbewegung dadurch zu fördern, dass sie nicht allein den Anschluss bis zum Zähler unentgeltlich, sondern auch bei grösseren Anschlüssen und wenn sich der Abnehmer auf eine längere Reihe von Jahren (5—10 Jahre) zu einem Mindestkonsum verpflichtet, einen Teil der inneren Einrichtung, sei es ganz unentgeltlich, sei es zu besonders billigen Tarifen, herstellen.

Von den schweizerischen Werken übernahmen 73 Werke nach dem Stande von 1904 die Kosten normaler Zuleitungen, darunter eine Anzahl Werke mit der Bedingung der Nichtüberschreitung einer gewissen Länge, bei 15 Werken dagegen hat der Abnehmer unter allen Umständen auch die Kosten der Zuleitung selbst zu tragen.

Literaturangaben zu § 8, Tarife der Wasserkraftanlagen.

Dr. W. Wyssling, Die Tarife schweizerischer Elektrizitätswerke für den Verkauf elektrischer Energie. Zürich 1904.

Fritz Hoppe, Zur Tariffrage der Elektrizitätswerke. Elektr. Zeitschr. 1904, Heft 37. S. 733 u. ff.

Fritz Hoppe, Finanzielle Ergebnisse städtischer Elekrizitätswerke. Elektr. Zeitschr. 1905. Heft 29. S. 673 u. ff.

K. Wilkens, Die Bemessung des Strompreises bei Elektrizitätswerken. Elektr. Zeitschr. 1901. Heft 6. S. 116 u. ff.

Etienne de Fodor (Budapest), Zur Tariffrage. Elektr. Zeitschr. 1901. Heft 8. S. 184.

Dr. Rasch, Aachen, Ein Beitrag zur Herabsetzung des Stromtarifs (Bezugnahme auf einen Vortrag von Guisbert Kapp auf dem Verbandstage der Elektrotechniker 1892). Elektr. Zeitschr. 1895. Heft 47. S. 739 u. ff.

Arthur Wright, Grundsätze für eine nutzbringende Stromabgabe bei Elektrizitätswerken (nach einem Vortrage von demselben Verfasser vor der Institution of Electrical Engineers, 12. Dezember 1901). Elektr. Zeitschr. 1902. Heft 5. S. 90 u. ff.

Dr. W. Kallmann, Die Stromtarife bei Elektrizitätswerken und die Konkurrenz der Blockstationen. Elektr. Zeitschr. 1897. S. 239.

§ 9. Der Betrieb von Wasserkraftanlagen.

Die Besprechungen dieses Paragraphen sind wie folgt gegliedert:

A. Einige Bemerkungen über die gesetzliche Form, in welcher die Ausnützung einer Wasserkraft gewerbsmässig betrieben wird.

B. Die Organisation der Betriebsführung.

I. Die allgemeine Verwaltung.

1. Der Betriebsleiter,
2. Das Personal- und das Lohnwesen,
3. Die Buchführung und die Korrespondenz,
4. Das Kassen- und Rechnungswesen.
5. Das Lager,
6. Die Statistik.

II. Die Bedienung und Unterhaltung des wasserbaulichen Teiles,

III. Die Bedienung und Unterhaltung des Krafthauses und seiner maschinellen Ausrüstung,

IV. Die Bedienung und Unterhaltung der Fernleitung und der Transformatorenstellen,

V. Die Bedienung und Unterhaltung des Verteilungsnetzes einschliesslich der Anschlüsse.

A. Einige Bemerkungen über die gesetzliche Form, in welcher die Ausnützung einer Wasserkraft gewerbsmässig betrieben wird. Die Höhe der zu den direkten Betriebskosten gehörigen Kosten der allgemeinen Verwaltung (vergl. S. 276 u. ff.) hängen recht wesentlich von der gesetzlichen Form ab, unter welcher ein Wasserkraftunternehmen geführt wird. Eine einfache Handelsfirma oder eine offene Handelsgesellschaft oder G. m. b. H. kann an sich die sogenannte „allgemeine Verwaltung“ mit erheblich geringeren Kosten führen, als es bei der zumeist gewählten Form der Aktiengesellschaft möglich ist. Der Vorzug der letzteren besteht hauptsächlich in der durch die weitgehende Teilbarkeit der Beteiligung ausserordentlich erleichterten Geldbeschaffung, und dieser Vorzug hat sich in der Praxis doch als so gross erwiesen, dass die grossen Bedenken, welche sich sowohl im allgemeinen gegen die ganze Form der Aktiengesellschaft, als auch im speziellen in bezug auf die Höhe der allgemeinen Unkosten anführen lassen, zurückgetreten sind[1]). Um bezüglich der hohen allgemeinen Verwaltungskosten nur ein Beispiel zu geben, sei erwähnt, dass bei einer grossen italienischen Wasserkraft-Elektrizitäts-Gesellschaft mit einem aufgewendeten Kapital von ca. 28000000 Lire und bei direkten und indirekten Betriebsausgaben in Höhe von 2450000 Lire (diese Ausgaben sind einschliesslich der sogenannten „Abschreibungen“, aber ausschliesslich der Verzinsung von ca. 18000000 Lire zu verstehen, welche durch Ausgabe von Aktien beschafft wurden) sich die Kosten der allgemeinen Verwaltung — ohne Wasserzins und Bankzinsen — ungefähr wie folgt gestellt haben:

1. Für Post, Telegraph und Telephon	7 800 Lire
2. Für Bureaumiete, Beleuchtung und Heizung	10 700 „
3. Für Bureaubedürfnisse	6 700 „
4. Für Reisen des Personals und des Aufsichtsrats	23 700 „
5. Versicherungen	29 500 „
6. Steuern	291 000 „
7. Gehälter der Beamten und des sonstigen Personals der allgemeinen Verwaltung	50 000 „
8. Kosten für Prozesse, Rechtsbeistände, Generalversammlungen etc.	26 000 „
9. Stempelkosten und Insgemeines	1 100 „
	446 500 Lire.

[1]) Geh. Justizrat Riesser, Die Neuerungen im deutschen Aktienrecht nebst Entwürfen für neue Statuten und Statutenänderungen. Berlin 1899. Verl von Otto Liebmann.

Die hier aufgeführten Ausgaben der allgemeinen Verwaltung haben allein mehr als 10% der Einnahmen und ca. 1,6% des Anlagekapitals (vergl. S. 277) ausgemacht. Unberücksichtigt geblieben sind hierbei noch die Vergütungen an den Aufsichtsrat, welche bei den Aktiengesellschaften und den Gesellschaften verwandter Art durch das Statut festgesetzt zu werden pflegen.

Bei einer Handelsfirma, offenen Handelsgesellschaft oder G. m. b. H. würden sich die Kosten ad 2, 3, 4, 5, 6, 8 und 9 recht erheblich einschränken lassen. Es ist ferner noch zu bedenken, dass bei der Form der Aktiengesellschaft eine doppelte Besteuerung insofern nicht zu vermeiden ist, als zunächst die Aktiengesellschaft selbst den eine Mindestverzinsung übersteigenden Gewinn und alsdann auch der Aktionär nochmals seine Dividende zu versteuern hat. In manchen Ländern, wie z. B. in Italien und Frankreich existieren ausserdem noch sogenannte „Taxes de Circulation“ auf Aktien und Obligationen, durch welche abermals eine Erhöhung der Unkosten herbeigeführt wird. Näher auf diesen Gegenstand einzugehen, läge ausserhalb der Aufgabe dieses Bandes. Es genügt auf die Wichtigkeit dieser Frage hingewiesen zu haben. Gegebenenfalls wird sich der leitende Ingenieur, sofern ihm auch in dieser Beziehung eine Verantwortlichkeit zufällt, über die gesetzlichen Bestimmungen des betreffenden Landes bezüglich Handelsrecht und Steuerrecht bei Rechtsverständigen und Kaufleuten genauestens zu informieren haben.

B. Die Organisation der Betriebsführung.

I. Die allgemeine Verwaltung.

Die jährlichen Gehälter und Löhne für das gesamte Personal der allgemeinen Verwaltung einschliesslich des Betriebsleiters sollten in der Regel bei kleinen Werken 1,5 bis 2%, bei mittleren Werken 0,5 bis 1,5%, bei grossen Anlagen 0,2 bis 0,5% des Anlagekapitals nicht übersteigen, wenn man für kleine Werke ein Anlagekapital (einschliesslich Fernleitungs- und Verteilungsnetz) von 1000 bis 1250 Mark, für die mittleren Werke von 800 bis 1000 Mark und für die grossen Werke von 600 bis 750 Mark pro PS_e der im Krafthause aufgestellten Leistung als Durchschnittszahlen zugrunde legt. Diese Zahlen können natürlich nur als allgemeine Anhaltspunkte dienen. Durch besondere Verhältnisse können sehr erhebliche Abweichungen betriebstechnisch und wirtschaftlich durchaus gerechtfertigt sein.

1. Der Betriebsleiter. Die Betriebsleitung wird bei mittleren und grösseren Werken meistens einem Ingenieur anzuvertrauen sein. Für kleine Werke würde es natürlich zu teuer werden, wenn man für die Betriebsleitung einen Ingenieur im Hauptamt anstellen wollte. Bei Vereinigung mehrerer kleinerer Werke unter einer, von einem Ingenieur zu leitenden Hauptverwaltung wird man die örtliche Leitung in den einzelnen Werken geschulten Handwerkern anvertrauen können. Ist eine solche Lösung nicht möglich, so wird man sich bei einem kleinen Werke meistens damit begnügen müssen, für eine nebenamtliche Aufsicht des zur Betriebsführung bestellten Handwerkers durch einen beratenden Ingenieur zu sorgen. Erfolgt die örtliche Betriebsführung durch untergeordnete Kräfte, so ist von Zeit zu Zeit auch die Revision des kaufmännischen Teiles der Einzelverwaltungen durch einen erfahrenen Kaufmann durchaus geboten, und es werden sich die Kosten hierfür fast immer bezahlt machen.

Der Betriebsleiter hat den Betrieb in technischer und wirtschaftlicher Beziehung zu überwachen und für die gewissenhafte Berücksichtigung der einschlägigen Gesetze, Verfügungen und behördlichen Vorschriften, sowie der privatrechtlichen Vereinbarungen zu sorgen. Der Betriebsleiter ist naturgemäss der direkte Vorgesetzte des technischen

und kaufmännischen Personals, er ist verantwortlich für die gute, fach- und sachgemässe Instandhaltung aller Anlagen, er hat die Betriebsausgaben dauernd einer kritischen Prüfung zu unterziehen, unermüdlich danach zu streben, durch bestmöglichste Betriebsmassnahmen und wirtschaftlichsten Einkauf der für den Betrieb erforderlichen Waren die Betriebsausgaben auf einen Mindestwert zurückzuführen. Andererseits gehört es zu seinen wichtigsten Aufgaben, durch eine rührige Propaganda, verständnisvolle Erforschung der Bedürfnisse des Konsumgebietes, Entwickelung und Verbesserung des Tarifwesens etc., die Zahl, die Grösse und den Nutzwert der Anschlüsse zu vermehren.

2. Das Personal- und Lohnwesen. Man unterscheidet das gesamte Personal meistens in Beamte, Angestellte und Arbeiter. Allgemein gültige Normen haben sich in der Privatpraxis hierfür noch nicht herausgebildet.

Zu den Betriebsbeamten werden meistens ausser dem Betriebsleiter und dessen Stellvertreter die sonstigen Ingenieure und Techniker, die Buchhalter und Korrespondenten, die Lagerverwalter, Maschinenmeister, Werkmeister, Zähler- und Fernleitungskontrolleure gezählt.

Zu der Gruppe der Angestellten rechnet man meistens die Schreiber, Stenographen, die Monteure, die ständig beschäftigten Maschinisten und Schaltbrettwärter, die Streckenwärter der Fernleitung und des Verteilungsnetzes, die Wehr- und Kanalwärter.

Zu den Arbeitern gehören alle nicht ständig beschäftigten, in den Lohnlisten geführten Personen.

Die Beamten sind in der Regel auf Grund besonderer Verträge mit einer Kündigungsfrist von nicht unter einem Vierteljahr verpflichtet, die Angestellten vertraglich mit vierwöchentlicher, die Arbeiter mit achttägiger oder auch täglicher Kündigung, soweit nicht gesetzliche Bestimmungen in dem betreffenden Lande eine andere Ordnung vorschreiben, angestellt. Die Bezahlung der Beamten und Angestellten erfolgt meistens monatlich, diejenige der Arbeiter 8- oder 14 tägig auf Grund von Lohnlisten und einem vereinbarten Lohnsatz pro Stunde. Für die Dauer, während welcher die Angestellten und Arbeiter ohne längere Ruhepausen beschäftigt werden dürfen, ist in Deutschland die Reichsgewerbeordnung massgebend. Im Auslande muss man sich bei Aufstellung des Personaletats für den Betrieb einer Wasserkraftanlage die Kenntnis der analogen Bestimmungen verschaffen. Die tägliche Dienstdauer der Angestellten und Arbeiter wird im monatlichen Durchschnitt überall nicht mehr als 12 Stunden, die gewöhnlichen Arbeitspausen eingerechnet, betragen dürfen.

Die Dienstführung der Beamten (abgesehen von den leitenden Oberbeamten) erfolgt auf Grund einer Dienstordnung, diejenige der Angestellten und Arbeiter meistens auf Grund einer Arbeitsordnung. Letztere enthält die Bestimmungen

a) über die Annahme und Entlassung,
b) „ die Arbeitszeit,
c) „ allgemeine Verhaltungsmassregeln,
d) „ allgemeine Arbeitsvorschriften,
e) „ die Berechnung und Auszahlung der Löhne und Gehälter,
f) „ Strafbestimmungen.

Die Zahlung der Löhne und Gehälter erfolgt auf Grund einer Anweisung des Betriebsleiters, welche für die Beamten und Angestellten einmalig bis auf Widerruf gegeben und für die Arbeiter auf Grund der jedesmaligen Lohnlisten erteilt wird. Für letztere sind die Unterlagen von den direkten Vorgesetzten der einzelnen Arbeitergruppen in das Verwaltungsbüro zu liefern, woselbst die Lohnlisten dann anzufertigen sind.

Derjenigen Dienststelle, welche in dem Verwaltungsbüro das Personal- und Lohnwesen behandelt, liegt auch das Versicherungswesen, soweit es sich auf die Kranken-, Alters- und Invaliden- und Unfall-Versicherung aller versicherungspflichtigen Personen bezieht, ob. Meistens wird auch die Unfall-Versicherung dritter und die Feuerversicherung an derselben Stelle erledigt.

3. Die Buchführung und die Korrespondenz. Nach den Prinzipien der deutschen doppelten Buchführung, welche auch wohl als „italienische Buchführung" bezeichnet wird sind zu führen:

a) ein Kassabuch, b) ein Memorial (Merkbuch), c) ein Sammelbuch (Journal), d) das Hauptbuch.

In das Kassabuch werden alle Bargeschäfte mit Bezeichnung des Gegenkontos eingetragen. Auf die Sollseite werden die Bareinnahmen, auf die Habenseite die Barausgaben gebucht [2]).

In das Memorial [3]) werden alle Buchungen aufgenommen, die ausserhalb des Bargeschäftes wegen Zeit- und Tauschgeschäften notwendig werden, z. B. die Gutschrift einer Rechnung, die zu einem späteren Zeitpunkt bezahlt werden soll, oder Zahlung durch Wechsel, Check à conto des Bankguthabens etc.

In dem Sammelbuch werden die Buchungen aus dem Kassabuch und dem Memorial zwecks Übertragung in das Hauptbuch auf eine Reihe von Konten zusammengezogen, d. h. also gesammelt. Würden sie aus den beiden obengenannten Grundbüchern direkt in das Hauptbuch übertragen, so entständen in ihm so viel Einzelposten als Buchungen in den Grundbüchern enthalten sind, was schon der Übersichtlichkeit des Hauptbuches wegen zu vermeiden ist.

Nach der im Sammelbuch vorgenommenen Ordnung werden alle Geschäftsvorfälle aus dem Kassabuch und Memorial ins Hauptbuch übertragen.

Eine andere Art der Buchführung hat sich in der „amerikanischen Buchführung" herausgebildet, bei welcher nur zwei Bücher in Betracht kommen und zwar a) das sogenannte amerikanische Sammeltagebuch (Prima nota) und b) das Hauptbuch. Bei dieser Buchführung umfasst also das Sammeltagebuch die Aufgabe des Kassabuches, Memorials und Sammelbuches der deutschen Buchführung, indem die für den Geschäftsbetrieb erforderlichen Konten schon bei der ersten Eintragung Berücksichtigung finden. Zwecks sofortiger Einreihung der einzelnen Buchungsposten enthält das Sammeltagebuch einen vorgedruckten Kopf mit soviel Spalten als man Konten einrichten will. Wie aber die Buchführung auch eingerichtet werden mag, jedenfalls ist dafür zu sorgen, dass monatlich eine Rohbilanz ohne Schwierigkeit gezogen werden kann, damit die Betriebsleitung über den jeweiligen Stand des Geschäftes rechtzeitig und zuverlässig unterrichtet ist.

Erwähnt sei noch, dass man zweckmässigerweise die Beträge für „Abschreibungen" nicht von den Anlagekosten in der Bilanz tatsächlich abschreibt, sondern dass man besser die Anlagekosten, wie sie jeweils sind, ungekürzt sichtbar lässt und statt der Abschreibungen je einen Tilgungs- und Erneuerungsfonds anlegt und auf diesen Fonds diejenigen Beträge in Effekten oder buchmässig sammelt, welche zur Tilgung des Anlagekapitals der einzelnen Konten nach Massgabe der Konzessionsdauer

---

[2]) Max Berthold, „Verwaltungspraxis bei Elektrizitätswerken und elektrischen Strassenbahnen und Kleinbahnen". 1906. S. 86. Verl. v. Julius Springer.

[3]) Dieses Fremdwort ist nach Wissen der Verfassers in der Praxis bis heute noch ziemlich allgemein in Gebrauch.

und welche für die Erneuerung nach den üblichen Erfahrungssätzen anderer Werke nötig sind. Auf diese Weise geben die ursprünglichen Anlagekonten in der Bilanz stets ein genaues Bild der aufgewendeten Mittel und andererseits erleichtert der Bestand der Tilgungs- und Erneuerungsfonds mit einem Blick die Beurteilung, ob in ausreichender Weise Rücklagen gemacht sind. Wegen der Vonhundertsätze des Anlagekapitals, mit welchen ein Erneuerungsfonds jährlich zu dotieren sein wird, kann auf die Tabellen XI—XIII, S. 272 bis 275 und die Tabellen XIX bis XXVI S. 296 bis 307 verwiesen werden.

Bezüglich der Organisation der Korrespondenz ist hier nichts besonders zu erwähnen.

4. Das Kassa- und Rechnungswesen. Die Kasse ist täglich abzuschliessen. Grössere Beträge sollten niemals in den Betriebsräumen aufbewahrt, sondern es sollten die Überschüsse der Bareinnahmen über die Barausgaben täglich an eine Bank oder ein öffentliches Geldinstitut abgeführt werden. Von Zeit zu Zeit ist eine unerwartete Revision der Kasse erforderlich. Die Bezahlung für die gelieferte Energie erfolgt sowohl bei Pauschaltarifen als auch bei Zählertarifen monatlich. In der Stammrolle werden alle Anschlüsse aufgeführt, und diese Stammrolle muss sowohl die Grösse des Anschlusses, den Zählerstand von Monat zu Monat, die nutzbar abgegebenen KW-Stunden, die Rechnungsbeträge, die gezahlten Beträge sowie die jeweilig noch schuldigen Beträge ohne weiteres erkennen lassen. Durch geschulte Angestellte erfolgt die Ablesung jedes Zählers innerhalb der letzten Tage des Rechnungsmonats und der ersten des folgenden Monats. Der gefundene Stand des Zählers ist in ein Zählerablesebuch einzutragen. Die Zählerbücher werden für grössere Städte nach Strassen, sonst nach Ortschaften getrennt. In der Regel wird es nötig, jeden aufgestellten Zähler im Jahre mindestens einmal auf die Richtigkeit seines Ganges zu kontrollieren. Bei auffälligen Differenzen in den Ablesungen ist eine Neueichung zu veranlassen.

5. Das Lager. Eine ordentliche, gut organisierte Lagerverwaltung ist für die Wirtschaftsergebnisse des Betriebes von nicht zu unterschätzender Bedeutung. Durch zu reichliche, über den laufenden Bedarf hinausgehende Vorräte erwachsen Zinsverluste, die nicht zu rechtfertigen sind, sofern und insoweit sie nicht durch die bei grossen Abschlüssen erzielbaren Preisermässigungen mehr als gedeckt erscheinen. Bei der schnell fortschreitenden Vervollkommnung in der technischen Herstellung und in der Konstruktion der Betriebsmaterialien führen zu grosse Lagerbestände sehr leicht zu „Lagerhütern", die unverwendbar werden und der gänzlichen Abschreibung bedürfen. In einem Lager sind zu führen: Ein Wareneingangs- und ein Ausgangsbuch und ein Lagerbewegungsbuch. In ersteres werden alle eingehenden und in das zweite alle ausgehenden Waren eingetragen, während das drittgenannte Buch über den jeweiligen Bestand der einzelnen Gattungen der Waren Auskunft geben, sowie, nach Monaten eines Betriebsjahres geordnet, die Angaben über den Zugang und Abgang enthalten muss. Letzteres Buch ist besonders wichtig für die Kontrolle des Betriebsleiters, damit er auf Grund desselben die erforderlichen Neubestellungen verfügen, etwa unnötige Bestellungen aber, welche von den ihm nachgeordneten Organen beabsichtigt sein sollten, verhindern kann. Es versteht sich von selbst, dass in dem Lager die grösste Sauberkeit und eine einfache, klare Übersicht nötig ist. Über jedem einzelnen Lagerplatz in dem Regal oder den Fächern etc. sollte eine aus fester Pappe hergestellte Karte hängen, welche den Gegenstand, die Zahl der Einheiten und die Notizen über Eingang und Ausgang enthält.

6. Die Statistik. Neben der Buchführung und dem Rechnungswesen ist die Statistik wohl die wichtigste Aufgabe der allgemeinen Verwaltung. Zunächst und vor

Aufzeichnungen über die Lage der Visierachse

Datum der Beobachtung	Erbaut im Jahre	Stauhöhe über Talsohle in m	Kronenlänge der Mauer in m	Krümmungsradius der Mauer in m	Himmelsrichtung der luftseitigen Mauerfläche	Tageszeit der Beobachtung	Witterung bei der Beobachtung	Lufttemperatur in C°	Windrichtung bei der Beobachtung
Normallage.									
3. Aug. 1901	1896—1898	16,60	235,0	250	S.S.W.	—	trübe	+24	—
Endlagen.									
17. Jan. 1907	1896—1898	16,60	235,0	250	S.S.W.	Nachm. 5 Uhr	nebelig trübe	+2	S.S.W.
21. Mai 1907	„	„	„	„	„	Nachm. 6 Uhr	trübe	+12	S.
12. Nov. 1907	„	„	„	„	„	Vorm. 11½ Uhr	trübe Nebel	+5	windstill

allen Dingen ist ein genaues Verzeichnis der Betriebsanlagen, als z. B. der Grösse des Grundbesitzes, der Länge, Breite, Stauhöhe des Wehres und seiner einzelnen Öffnungen, der Länge des Werkkanals, der Grösse seiner benetzten Profile bei verschiedenen Wasserständen, der Hauptabmessungen des Kraftwerkes, der Anzahl, Grösse, Umlaufzahl der Turbinen, der Spannung, Polzahl und Leistung der Generatoren, der Länge der Fernleitung, der Anzahl und der Art der Masten, der Anzahl, der Örtlichkeit und der Grösse der Transformatorenstellen, der Länge und der Querschnitte der Leitungen des Verteilungsnetzes, der Anzahl und des Gleichwertes der Anschlüsse etc. zu führen und auf dem Laufenden zu halten. Beim Studium der bis jetzt veröffentlichten Statistiken fällt auf, dass besonders bei kleinen Werken nur sehr unvollständige bezügliche Angaben gemacht wurden. Der Grund hierfür dürfte in dem Mangel einer ordentlichen Betriebsbuchführung liegen.

Neben einem solchen Verzeichnis der Betriebsanlagen ist es nötig, dass die Betriebsbuchführung monatliche Übersichten über die Ergebnisse des Betriebes im ganzen und im einzelnen liefert. Die Grundlage für diese Übersichten bieten die Tagesberichte, welche von den einzelnen Angestellten und Arbeitern für den von ihnen bedienten Teil der Gesamtanlage zu liefern sind.

Was zunächst den wasserbaulichen Teil betrifft, so ist der durchschnittliche sekundliche Zufluss im Wasserlauf nach cbm/sek und die durchschnittliche tägliche sekundliche Wassermenge, welche in den Werkkanal eintritt, festzustellen. Das geschieht in der Weise, dass der Wehrwärter drei- bis viermal am Tage zu bestimmten Stunden die Pegel am Ober- und Unterwasser des Wehres und Einlaufs abliest und sowohl den Stand der Wehrschützen als auch aller Schützen des Einlaufs zum Werkkanal notiert. Mit Hilfe von Tabellen oder graphischen Masstäben kann man aus diesen Ablesungen leicht die sekundlichen Wassermengen feststellen. Da aus der Belastung und der Betriebsdauer der Turbinen, aus dem Wasserstande an den Überläufen und aus dem Stande der Freilaufschützen diejenige Wassermenge ebenso festgestellt werden kann, welche am Krafthause ins Unterwasser fliesst, so wird man auch in der Lage sein, fest-

zu den Nullpunkten der Bevertalsperre.

Beckeninhalt gefüllt in cbm	Beckeninhalt zur Zeit der Beobachtung in cbm	Lage der Visierachse zu den Nullpunkten	Ablesung in mm A	Ablesung in mm B	Bemerkungen
		Normallage.			
3 800 000	95 000	A, B, o, o	12,5	14	Ergibt die Ablesung in den Beobachtungspunkten der Mauer weniger als 12,5 resp. 14 mm, so steht die Mauer nach der Wasserseite zu geneigt, ergibt die Ablesung dagegen mehr als 12,5 mm resp. 14 mm, so steht die Mauer nach der Luftseite zu geneigt gegen die Normallage.
		Endlagen.			
3 800 000	2 390 000	„	21,5	22,5	
„	3 285 000	„	23,0	24	
„	240 000	„	15	14	

zustellen, welche Wassermengen durchschnittlich im Werkkanal verloren gehen. Bei einer guten Anlage müssen diese Verluste verschwindend sein.

Für Talsperren und Stauweiher sind ausser der Feststellung des Zuflusses, des Abflusses über Überläufe und durch Freilaufschützen und des verbrauchten Betriebswassers noch der jeweilige Stand des Stauinhaltes und ferner die Zuschüsse festzustellen, welche zu der natürlich zufliessenden Wassermenge aus dem Staubecken zur Erzielung einer gewissen Betriebsleistung zu machen waren. Tafel LXXVII Fig. 4 gibt ein Schaubild derartiger Angaben für die Bever- und Lingese Talsperre des Jahres 1907, welches einer weiteren Erläuterung nicht bedarf[4]).

Notwendig ist ferner bei einer Talsperre die dauernde Beobachtung der Bewegungen in der Mauer mit Hilfe der Visierlinie (S. 727).

Bei der Bever-Talsperre werden die diesbezüglichen Notizen z. B. nach dem oben wiedergegebenen Formular gemacht. Der Einfachheit halber sind hier nur einige Beobachtungsresultate wiedergegeben.

Bezüglich der Kraftabgabe sind folgende 5 Übersichten sehr erwünscht, welche auf Grund der Tagesberichte im Büro nach besonderen Formularen in monatlichen Zahlenbildern zu verarbeiten sind und daneben zweckmässigerweise von einem Zeichner in Schaubildern dargestellt werden. Letztere sind besonders für die Übersicht des Betriebsleiters von Wert:

a) Eine nach Monaten geordnete Übersicht über die Einnahmen und Ausgaben im ganzen nebst vergleichenden Angaben aus einem oder mehreren der voraufgegangenen Betriebsjahre (vergl. Taf. LXXVII Fig. 5).

b) Eine Übersicht über die Einnahmen und Ausgaben pro PSe- oder KW-Stunde (Messung wie zu c), sonst im übrigen wie ad a (vergl. Taf. LXXVII Fig 6).

---

[4]) Die Talsperre. Zeitschrift für Wasserwirtschaft etc. 1908. Heft 14.

c) Eine Übersicht über die am **Schaltbrett des Kraftwerkes abgegebenen täglichen Energiemengen** (Taf. LXXVII Fig. 7).

d) Eine Übersicht **über die täglichen Höchstwerte der am Schaltbrett des Krafthauses in KW oder in Ampère** (im letzteren Falle wird die Maschinenspannung mit angegeben) **gemessenen Stromlieferung** (Taf. LXXVII Fig. 8).

e) Vergleichende Übersichten darüber, wie die **einzelnen Kategorien der Abnehmer an dem Gesamtkonsum teilnehmen und wie sie zu den Gesamteinnahmen beitragen** (Taf. LXXVII Fig. 9).

Ausserdem ist es erwünscht, die zum Eigenbetriebe des Werkes verwendeten Energiemengen dauernd zu kontrollieren und bei Abgabe nach Zählern eine vergleichende Übersicht über die monatlich an das Schaltbrett abgegebenen und die tatsächlich bei den Abnehmern gemessenen Energiemengen darzustellen, wodurch eine Feststellung der Verluste in dem Fernleitungs- und Verteilungs-Netz ermöglicht wird.

Da es leicht ist, sich für tabellarische Monatsberichte entsprechende Formulare aus bestehenden Werken zu beschaffen, so kann davon abgesehen werden, an dieser Stelle ein Formular als Beispiel abzudrucken.

Bezüglich der in den Fig. 4—9 der Taf. LXXVII mit Rücksicht auf die Raumersparnis in sehr kleinem Masstabe wiedergegebenen Schaubilder wäre zu bemerken, dass sie zweckmässigerweise etwa in vierfacher Grösse dargestellt und dass an Stelle der hier wegen der Vereinfachung des Drucks gewählten Signaturen besser verschiedenfarbige Linien und Flächen verwendet werden.

II. Die Bedienung und Unterhaltung des wasserbaulichen Teils. Wenn die wasserbaulichen Arbeiten gut und sachgemäss ausgeführt sind, so werden die Aufwendungen für ihre Unterhaltung nur ganz geringfügige sein. Die Unterhaltungskosten der Talsperren der Wupper-Talsperren-Genossenschaft (Bever-Talsperre, Lingese-Talsperre und Ausgleichweiher Dahlhausen) haben im Durchschnitt weniger als 1/7 v. H. der Anlagekosten ausgemacht. Im Jahre 1907 beliefen sich die Gesamtunterhaltungskosten der Bever-Talsperre (einschliesslich der Ausgaben für Wegeunterhaltung und für Unterhaltung der Dienstwohnung des Wärters) auf 1147 Mk. bei 1 440 000 Mk. Anlagekosten[5]). Die Unterhaltungskosten der Lingese Sperre beliefen sich 1907 nur auf 563 Mk. bei 1 070 000 Mk. Anlagekosten.

Für die Unterhaltung des Werkkanals der Anlage Vizzola wurden im Jahre 1907 bei 4 519 300 Mk. Anlagekapital etwa 0,25 v. H. und für die Unterhaltung des Werkkanals der Anlage Turbigo bei 2 452 000 Mk. Anlagekapital etwa 0,3 v. H. aufgewendet.

Bei der Anlage Marbach-Stuttgart, wo der wasserbauliche Teil rd. 350000 Mk. gekostet hat (S. 242) sind für die Unterhaltung desselben durchschnittlich nur rd. Mk. 200 jährlich aufgewendet.

Die Höhe der Kosten für die Bedienung hängt naturgemäss von der Anzahl der zu bedienenden und zu bewachenden beweglichen Teile des Stauwerkes und des Werkkanals ab. Ferner ist sie abhängig von der Geschwindigkeit, mit welcher die einzelnen beweglichen Teile mit Rücksicht auf die Schnelligkeit des Eintritts und des Ablaufs von Hochwasser und mit Rücksicht auf die Schwankungen des Bedarfs im Krafthause zu heben und zu senken sind und sie ist abhängig von den mechanischen Einrichtungen, welche für die Hebung und Senkung, beziehungsweise Öffnung und Schliessung dieser

---

[5]) Die Talsperre. Zeitschrift für Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Meliorationswesen und allgemeine Landeskultur. 1908. Heft 14.

Teile getroffen sind. Bei grösseren Anlagen wird man bestrebt sein, durch Einbau motorischer Hebemechanismen die erforderliche Menschenkraft auf das Mindestmass zu verringern.

Es können aber die Bedienungskosten des wasserbaulichen Teils durch unzweckmässig gewählte Anlagen ganz erheblich wachsen. Wenn, wie z. B. bei der Anlage Jonage-Cusset-Lyon, (S. 799) nicht in ausreichender Weise dafür gesorgt ist, Kies und Sand vom Werkkanal abzuhalten, so wird von Zeit zu Zeit eine Baggerung der Sohle nötig, oder wenn, wie z. B. bei der Anlage Pont Saint Martin, das Becken vor den Turbinenkammern den Mangel hat (S. 820), dass der abgelagerte Sand sich nicht durch das Wasser herausspülen lässt, vielmehr von Zeit zu Zeit in den Betriebspausen von Hand herausgenommen werden muss, so können sehr empfindliche Erhöhungen der Betriebskosten die Folge sein. Wenn schliesslich bei Anlage des Rechens nicht in genügender Weise auf die Zurückhaltung der schwimmenden Teile und des Kieses Rücksicht genommen ist, wie bei der Anlage Chèvres (vergl. S. 840), so werden zeitweise sehr viel Hilfsmannschaften erforderlich sein, die unnötigerweise das Betriebskonto belasten. Im grossen und ganzen wird sich bei mittleren und grösseren Anlagen der Betrieb so einrichten lassen, dass man für die Bedienung nicht mehr als 0,5 % der Anlagekosten aufzuwenden haben wird. Bei der Anlage Vizzola haben sich durchschnittlich die Bedienungskosten nur auf 0,20 %, bei der Turbigo Anlage nur auf 0,25 % belaufen. Bei der Anlage Marbach-Stuttgart (S. 570) ist der Einlauf offen und das Wehr ein festes, sodass hieraus Bedienungskosten nicht erwachsen. Die Bedienung des Rechens wird in der Regel vom Maschinenpersonal mit besorgt; nur bei Laubfall im Herbst, bei Hochwasser und bei Grundeis müssen Hilfsmannschaften vorübergehend eingestellt werden.

Da die Kosten der Unterhaltung immerhin in den einzelnen Jahren grösseren Schwankungen unterliegen können, ist es für grosse Anlagen zweckmässig, die Betriebskosten jedes Jahres mit einem bestimmten Vonhundertssatz zu belasten und die tatsächlich nicht aufgewendeten Summen in der Bilanz in einem Dispositionsfonds zurückzustellen, damit bei etwa ausnahmsweise notwendig werdenden grösseren Aufwendungen hieraus Zuschüsse genommen werden können, ohne das Jahresergebnis zu beinträchtigen.

III. Die Bedienung und Unterhaltung des Krafthauses und seiner maschinellen Ausrüstung. Da die meisten modernen Turbinen mit selbsttätiger Regulierung versehen sind und die elektrischen Maschinen, besonders wenn es sich um Drehstrommaschinen handelt, bei guter Anlage gleichfalls nur einer geringen Bedienung bedürfen, so ist der Dienst im Krafthause körperlich kein schwerer. Die körperliche Anstrengung kann allerdings dann sehr erhöht werden, wenn durch unzulängliche Lüftungsanlagen die Temperatur im Krafthause im Sommer eine zu hohe wird. In solchen Fällen wird im Interesse der Betriebssicherheit eine häufigere Ablösung der Mannschaften nötig. Es sei deshalb an dieser Stelle auf die Ausführungen im Kap. III, § 6 A, Der bauliche Teil der Krafthäuser S. 995 u. ff. verwiesen.

Es hat keine Bedenken, dass ein gut geschulter und erfahrener Maschinist vier bis fünf Maschinen gleichzeitig bedient. Bei grösseren Anlagen muss mindestens ein Mann ständig am Schaltbrett sein, und damit der Maschinist oder der Schaltbrettwärter jederzeit abgelöst werden kann, ist mindestens ein Hilfsmann erforderlich. Wieviel Leute in der Reparaturanstalt zu beschäftigen sind, hängt davon ab, welche Reparaturen im Werke selbst ausgeführt werden sollen. Grössere Werke werden die Einrichtungen häufig so treffen, dass auch die Wickelungen an den elektrischen Generatoren durch eigene Kräfte repariert und erneuert werden können. Kleine und mittlere Werke

werden hierfür meistens die liefernde Elektrizitätsfirma heranziehen. Bei grösseren Elektrizitätswerken ist ein Aufsicht führender Werkmeister unbedingt erforderlich. Der Dienst der einzelnen Angestellten wird durch einen am besten graphisch darzustellenden Stundenplan geregelt, wobei darauf Rücksicht zu nehmen ist, dass niemand länger als 12 Stunden ununterbrochen im Dienste sein darf.[6]).

Die gesamten Löhne für Bedienung im Krafthause Vizzola (S. 244. ad 11 u. S. 851) betrugen 1905 ca. 50000 Lire jährlich bei einer Jahresleitung von ca. 71 Millionen KW-Stunden. Es fand 24 stündiger Betrieb statt und zwar während der 12 Tagesstunden bei ausreichend verfügbarer Wassermenge mit 8 bis 10 Hauptmaschinensätzen, während der Nachtschichten entsprechend dem geringeren Kraftbedarf mit 4 bis 5 Maschinen. Das ständige Personal bestand aus einem Werkmeister (chef d'usine), 5 elektrotechnisch und 4 maschinenbaulich geschulten Angestellten und 10 Hilfsarbeitern. Für besondere Hilfe wurden ca. 40000 Arbeitsstunden aufgewendet, wofür 14000 Lire verausgabt wurden,

Die Löhne für das ständige Personal im Krafthause Turbigo (S. 242 ad 3 und S. 858) bei gleichartigen Betriebsverhältnissen wie in Vizzola beliefen sich 1905 auf 24000 Lire. Ausserdem wurden durch Hilfskräfte 20000 Stunden geleistet, wofür 7000 Lire zu verausgaben waren.

Im Marbacher Krafthause (S 242 ad 1 und S. 578) sind in der Regel während einer Schicht zwei Mann an den Maschinen und am Schaltbrett beschäftigt, welche auch die Reinhaltung des Turbinenrechens zu besorgen haben (vergl. S. 1215). Ein Schlosser und ein Arbeiter dienen als Hilfskräfte. Zusammen wurden für Bedienung im Krafthause $5 \times 1600 + 1900 = 9900$ Mk. im Jahre 1907 bei 24 ständigem Betriebe ausgegeben. Zu dieser Summe kam noch das Jahresgehalt eines Maschinenmeisters mit 3400 Mk., welcher zugleich auch die Fernleitung zu beaufsichtigen hatte.

Die Unterhaltung des baulichen, sowie des motorischen und elektrischen Teils wird im Betriebskostenanschlag am besten mit Vonhundertsätzen der Anlagekosten berücksichtigt. Anhaltspunkte hierfür geben die Tabellen XI bis XIII, S. 272 bis 275.

IV. Die Bedienung und Unterhaltung der Fernleitung und der Transformatorenstellen. Die Aufwendungen, welche für den Ersatz des Gestänges und der Isolatoren der Fernleitungen und für die Erneuerung der Transformatoren in den Fernstellen zu machen sind, werden aus den regelmässig beim Jahresabschlusse zu dotierenden Erneuerungsfonds zu entnehmen sein. Die laufende Unterhaltung wird durch das Bedienungspersonal mitbesorgt (vergl. S. 269).

Die Transformatoren bedürfen keiner ständigen Bedienung, vielmehr genügen im allgemeinen Revisionen, welche je nach den Umständen täglich oder in grösseren Zeitintervallen vorzunehmen sind. Dagegen muss eine oberirdische Fernleitung dauernd beobachtet und bewacht werden und zu diesem Zwecke müssen Streckenwärter bei längeren Leitungen die ganze Fernleitungsstrecke wenn möglich täglich besichtigen. Es ist durch entsprechende Dienstformulare, Fernsprecher u. dergl. dafür zu sorgen, dass jeder Streckenwärter selbsttätig kontrolliert wird, ob er seine ihm vorgeschriebene Strecke tatsächlich besichtigt hat. Etwaige von ihm gefundene Defekte hat er durch den Dienstfernsprecher sofort an das Krafthaus zu melden und in seinem Tagesbericht in die entsprechende Spalte des Formulars einzutragen. Die Zahl der Streckenwärter hängt von der Wegsamkeit der zu überwachenden Linie ab. Es wurde bereits S. 1086 gesagt, dass ein Wärter, der den ganzen Weg zu Fuss gehen muss, täglich höchstens 10—12 km, dass aber ein Wärter, welcher ein Rad benutzen kann, 20 und selbst 30 km zu bewachen in der Lage ist. Bei der ca. 20 km langen Fernleitung der Anlage Marbach-Stuttgart (S. 575 und Abb. 412, S. 1107) genügt z. B. ein Streckenwärter, welcher

[6]) Ein solcher graphischer Stundenplan ist zum Beispiel in der Veröffentlichung von Ch. Lépine „Les Installations hydro-électriques de la Société de Fure et Morge" dargestellt, wobei die Ruhepausen, die Dienste am Schaltbrett, an den Turbinen, an dem elektrischen Material und bei der allgemeinen Überwachung durch verschiedene Farben gekennzeichnet sind.

jährlich 1500 Mk. erhält. Da die Formulare, welche sich für die Tagesberichte und die Kontrolle der Streckenwärter herausgebildet haben, von den einzelnen Werken leicht zu erhalten sind, so kann von der Wiedergabe eines Beispiels hier abgesehen werden.

V. Die Bedienung und Unterhaltung des Verteilungsnetzes einschliesslich der Anschlüsse. Ist das Verteilungsnetz oberirdisch, so ist gleichfalls eine möglichst regelmässige Besichtigung durch Streckenwärter erforderlich. Bei unterirdischen Netzen bedürfen die Leitungen an sich keiner Bedienung, sondern es sind nur von Zeit zu Zeit die Kabelabzweige und Kabelanschlüsse, soweit sie in zugänglichen Schächten oder Kästen untergebracht sind, einer Revision zu unterziehen. Die inneren Anlagen der einzelnen Abnehmer und die Zähler werden durch besonders ausgebildete Kontrolleure von Zeit zu Zeit auf ihren vorschriftsmässigen Zustand geprüft. Wie bereits S. 1211 gesagt, werden die Ablesungen der Zählerstände behufs Aufstellung der Rechnungen monatlich einmal ausgeführt und, wenn die gewählte Tarifform es erforderlich macht (S. 1198), ist mindestens einmal im Jahr festzustellen, ob die Anschlussgleichwerte der einzelnen Anschlüsse mit den Angaben der Stammrolle übereinstimmen.

Bei der ausserordentlichen Verschiedenheit der Verteilungsnetze und der Anschlüsse nach Grösse und Art lassen sich allgemein gültige Angaben über das für die Bedienung und Unterhaltung erforderliche Personal und über die Höhe der Bedienungs- und Unterhaltungskosten von Verteilungsnetzen kaum aufstellen. Jedoch unter Berücksichtigung dessen, was im Kap. I, § 5 (vergl. besonders S. 264 u. 265 und 277 u. 278) und im Kap. III, § 7 ad 17 (S. 1169 u. ff.) mitgeteilt ist, wird es dem Bauingenieur möglich sein, für jeden bestimmten Fall die erforderlichen Kosten in einer für die Rentabilitätsberechnung des generellen Projektes genügend genauen Weise zu veranschlagen.

Die Aufstellung eines genauen Betriebsplanes für das Verteilungsnetz und die Veranschlagung der bezüglichen Betriebs- und Unterhaltungskosten im Einzelnen muss Sache des Elektroingenieurs bleiben.

Sachverzeichnis.

(Die Ziffern bedeuten die Seiten. Wenn ein Gegenstand auf mehreren unmittelbar auf einander folgenden Seiten behandelt wird, so ist in der Regel nur die erste Seite angegeben.)

Berichtigungen und Ergänzungen.

S 25. Es muss heissen Cipolletti anstatt Cipoletti.

S. 102—104. Das Resultat der Schätzung der verfügbaren Wasserkräfte für das Grossherzogtum Baden ist nach den im zwölften Heft der „Beiträge zur Hydrographie des Grossherzogtums Baden" — herausgegeben von dem Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie — veröffentlichten Mitteilungen zu klein. Auf Baden werden vielmehr bei neunmonatlichem Wasser einschliesslich der Rheinwasserkräfte ca. 250000 PS_e zu rechnen sein.

S. 242. In den Kosten ad 5 Spalte 7 sind ca. 725000 Mk. enthalten für Erwerb von Terrain, welches zum Wiederverkauf bestimmt ist.

S. 591. Es muss heissen Taf. XLIX Fig. 3, 4 und 6 und Taf. XLVIII Fig. 7 anstatt Taf. XLIX Fig. 3. 4. 6. 7.

S. 648. In den letzten Jahren haben die Walzenwehre, wie sie von der Brückenbauanstalt Gustavsburg b. Mainz z. B. im Main bei Schweinfurt (1903), in der Mangfall bei Kolbermoor in Oberbayern (1905), in der Brahe zu Brahnau bei Bromberg (1905), in der Becwa bei Troubek in Mähren (1905) erbaut sind, viel Beachtung gefunden, da sie sich im Betrieb bewährt haben.

S. 742. Für Preussen gibt ein Ministerial-Erlass vom 24. Mai 1907 Anleitungen für den Bau und Betrieb von Sammelbecken, Zeitschr. f. d. ges. Wasserwirtschaft 1907, S. 218.

S. 872. In der Ableitung von Näherungs-Formeln für den wirtschaftlich günstigsten Querschnitt F eines Werkkanals sind zur Vereinfachung der Rechnung der Beiwert c und der hydraulische Halbmesser R, obwohl beide vom Querschnitt F abhängig sind, zunächst als konstant angenommen weil die Bestimmung des Wertes c an sich unsicher bleibt und sich R bei einer gewählten Profilart immer nur um kleine Werte ändert, selbst wenn es sich um grosse Änderungen der Zahlenwerte für F handelt.

S. 885. Die Näherungsformel (9) muss lauten $D = \sqrt[7]{\frac{64 \,.\, Q^3 \,.\, a \,.\, 1000 \,.\, \eta \,.\, \varkappa \,.\, k_z}{15\, \pi^3\, c^2 \,.\, \gamma_1 \,.\, p \,.\, s\, [\varkappa' + \operatorname{tg} \alpha\, (D' - D)]}}$ wobei annäherungsweise für D im Nenner des Ausdruckes unter der siebenten Wurzel der zuerst für D nach (8) ermittelte Näherungswert einzusetzen ist.

S. 1100. Es muss im Beispiel der Wert für $\gamma_1 = 0{,}0089$ anstatt 0,0098 heissen, wodurch sich das zahlenmässige Ergebnis etwas ändert.

S. 1179. Es ist zu beachten, dass beim Drehstrom-Vierleitersystem die Spannung zwischen den Aussenleitern $\sqrt{3} \times 120$ Volt beträgt, wenn die Spannung zwischen einem Aussenleiter und dem Null-Leiter 120 Volt ist (vergl. S. 1069).

